железобетонные конструкции

И. И. УЛИЦКИЙ, С. А. РИВКИН, М. В. САМОЛЕТОВ
А. А. ДЫХОВИЧНЫЙ, М. М. ФРЕНКЕЛЬ, В. И. КРЕТОВ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
(расчет и конструирование)

ПОД РЕДАКЦИЕЙ С. А. РИВКИНА

Издание третье, переработанное и дополненное

ИЗДАТЕЛЬСТВО «БУДІВЕЛЬНИК»
КИЕВ—1973

6С4.5
Ж51

УДК 624.012.45

Улицкий И. И., Ривкин С. А., Самолетов М. В., Дыховичный А. А., Френкель М. М., Кретов В. И.
Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Изд. третье, переработанное и дополненное. Киев, «Будiвельник», 1972, стр. 992.

Книга является пособием по проектированию железобетонных конструкций гражданских, промышленных и инженерных сооружений. В ней изложены методы расчета и конструирования железобетонных элементов с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой на все виды воздействий. Рассмотрен статический расчет и конструирование плит, балок, ферм, стоек, рам и фундаментов. Большое внимание уделено вопросам систематизации расчетов и уменьшению трудоемкости расчетных операций. Для сложных расчетов элементов железобетонных конструкций разработаны рациональные последовательности выполнения расчетных операций. Приводятся подробно разработанные примеры расчета и конструирования сборных и монолитных конструкций. Примеры освещают вопросы проектирования современных конструкций покрытий, перекрытий, каркасов промышленных зданий, подкрановых балок и различных типов фундаментов. Дано большое количество таблиц, формул и других материалов для статического расчета железобетонных конструкций. Приведены данные о нагрузках и воздействиях на сооружения.

Нормативные материалы даны по состоянию на 1/I. 1972 г.

Книга предназначена для инженеров-строителей, проектировщиков, а также может быть использована студентами строительных вузов и факультетов.

Рисунков 407. Таблиц 371.

Киевская книжная фабрика

У $\frac{0325-049}{М203(04)-73}$ 355 — 71

ПРЕДИСЛОВИЕ К ПЕРВОМУ ИЗДАНИЮ

Постановления Центрального Комитета КПСС и Совета Министров СССР по вопросам индустриализации строительства, замены металла и дерева железобетоном и широкому внедрению сборного железобетона во все области строительства ставят перед проектировщиками задачи всемерного облегчения конструкций и устранения архитектурных и конструктивных излишеств.

Выполнение этих задач требует от проектировщиков повышения общей культуры проектирования и, в частности, уточнения расчета.

Уточнению расчетов способствует созданная и введенная в СССР новая методика расчета элементов и конструкций по предельным состояниям.

Предлагаемая работа является пособием и имеет целью способствовать систематизации и уменьшению трудоемкости расчетов, овладению особенностями проектирования сборных железобетонных конструкций, а также помочь инженерам-проектировщикам и студентам строительных вузов в освоении новой методики расчета железобетонных элементов и конструкций по предельным состояниям.

Пособие состоит из четырех разделов.

Раздел I содержит данные по расчету и конструированию железобетонных элементов и конструкций. В нем приводятся подробные сведения о материалах для железобетонных конструкций и рекомендации по их выбору, а также указания по конструированию. Значительное место отведено расчету элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям (по несущей способности, деформациям и по образованию и раскрытию трещин). Часть раздела посвящена проектированию железобетонных элементов и конструкций (плиты, балки, колонны, фундаменты, рамные конструкции и др.). Так как в расчетах железобетонных конструкций встречается необходимость в проверке отдельных узлов из неармированного бетона, в этом разделе приведены положения НиТУ 123—55, касающиеся проектирования бетонных конструкций.

Здесь же помещены числовые примеры, иллюстрирующие технику расчета сечений элементов железобетонных конструкций.

При изложении техники расчета сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов наряду с формулами приведена компактная универсальная таблица для любых марок бетона и стали. В связи с возросшей номенклатурой сталей количество индивидуальных таблиц довольно велико, поэтому они не приводятся. По мнению авторов, с методической точки зрения использование одной универсальной таблицы имеет ряд преимуществ.

При изложении материала авторы придерживались текста официальных нормативных документов, а также ведомственных инструкций, в особенности инструкций Гипротиса и ЦНИПС.

Раздел II содержит примеры расчета и конструирования распространенных железобетонных конструкций. Основное внимание уделено сборным

железобетонным конструкциям. Авторы сочли целесообразным поместить также небольшое количество примеров расчета монолитных железобетонных конструкций.

В разделе III помещены материалы, облегчающие статический расчет (определение внутренних усилий) железобетонных конструкций. Эти материалы носят преимущественно характер таблиц или формул и только в некоторых случаях представляют собой краткое теоретическое изложение вопроса.

В разделе приведены материалы, охватывающие обширную категорию железобетонных конструкций, встречающихся в гражданских, промышленных и инженерных сооружениях.

Помещение значительного по объему материала в этом разделе должно дать возможность проектировщикам воспользоваться ценными данными, опубликованными в редких изданиях, а также неопубликованными материалами, содержащимися в ведомственных инструкциях и пособиях.

Из огромного количества имеющихся в литературе и в ведомственных изданиях таблиц и формул выбраны наиболее удобные, обеспечивающие необходимую для инженерных расчетов точность. При этом не везде удалось избежать частичного дублирования материала, которое в каждом отдельном случае казалось оправданным.

Часть материалов, помещенных в разделе III, имеет оригинальный характер и публикуется впервые.

Авторы стремились везде, где это представилось возможным по состоянию современной науки, параллельно с расчетом железобетонных конструкций как упругих систем освещать также расчет по методу предельного равновесия.

Все таблицы и формулы сопровождаются краткими пояснениями и рекомендациями, отмечающими их особенности и область применения. Кроме того, по расчету каждого вида конструкций приводится краткий перечень литературы.

Раздел IV носит вспомогательный характер и содержит данные о нагрузках и их расчетных сочетаниях.

В настоящее издание, ввиду отсутствия (в период подготовки книги к печати) соответствующих законченных НиТУ, авторы не включили материалы, касающиеся расчета предварительно напряженных железобетонных конструкций и конструкций с несущей арматурой.

Пособие составлено кандидатами технических наук И. И. Улицким и С. А. Ривкиным. Примеры расчета и оформление табличного материала выполнены инженерами М. В. Самолетовым и А. А. Дыховичным под руководством И. И. Улицкого и С. А. Ривкина.

Авторы выражают глубокую благодарность заслуженному деятелю науки и техники профессору В. Н. Ярину за ценные советы, а также приносят благодарность инж. Н. Л. Табенкину (Гипротис) за предоставление ряда материалов.

Раздел I

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ *

Глава I

ОБЩИЕ ДАННЫЕ

УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ

При разработке проектов зданий и сооружений конструктивные решения следует выбирать в полной увязке с принятыми методами изготовления и возведения конструкций, а также с учетом: условий эксплуатации конструкций; максимальной унификации и типизации конструкций при широком применении сборных конструкций преимущественно из унифицированных стандартных или типовых элементов заводского изготовления; требований по экономному расходованию металла, леса и цемента и по максимальному снижению трудоемкости изготовления и возведения конструкций.

Применение сложных конструктивных решений или конструкций сложных очертаний должно быть экономически обосновано.

В условиях современного строительства особое значение приобретает снижение веса конструкций и зданий. При проектировании следует применять железобетонные конструкции механизированного изготовления, в которых можно наиболее эффективно использовать легкие бетоны, бетоны высоких марок и высокопрочную арматуру (предварительно напряженные конструкции, тонкостенные и пустотелые крупноразмерные элементы конструкций, в том числе сборные и сборно-монолитные, и т. п.).

Элементы сборных железобетонных конструкций рекомендуется укрупнять, насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, габариты, а также условия транспортирования и изготовления.

При проектировании монолитных конструкций следует предусматривать применение для каждого объекта минимального количества унифицированных размеров сечений балок, колонн и других элементов и исходить из индустриальных методов их возведения. Для армирования монолитных конструкций необходимо применять унифицированные изделия в виде сеток, каркасов и крупных арматурных блоков, изготовляемых на заводах.

При возведении монолитных конструкций следует применять инвентарные подмости и опалубку многократно оборачиваемую унифицированную, катучую, скользящую, подъемно-переставную и в виде пространственных блок-форм, а также комплексную механизацию всех процессов подачи бетона в опалубку и уплотнения его.

Проекты зданий и сооружений для сейсмических районов должны разрабатываться с соблюдением следующих принципов:

сейсмические нагрузки должны снижаться путем применения рациональных конструктивных схем, а также облегченных несущих и ограждающих конструкций, обеспечивающих максимальное снижение веса зданий и сооружений;

---

* Раздел I составлен в соответствии со: СНиП II-А. 10—62* «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» (М., Госстройиздат, 1970); СНиП II-В. 1—62 * «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» (М., Госстройиздат, 1970); СНиП II-Б. 1—62* «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования» (М., Стройиздат, 1964); «Инструкцией по проектированию железобетонных конструкций» (М., Стройиздат, 1968); «Руководством по проектированию железобетонных конструкций (без предварительного напряжения)» (М., Стройиздат, 1968).

объемно-планировочное решение зданий и сооружений должно удовлетворять условия симметрии и равномерного распределения масс и жесткостей;

основные несущие конструкции должны быть по возможности монолитными и однородными; в сборных конструкциях стыки должны быть надежны и просты и расположены предпочтительно вне зоны максимальных усилий;

следует предусматривать мероприятия, облегчающие (или обеспечивающие) возможность развития в узлах и элементах конструкций пластических деформаций, значительно повышающих сопротивление их действию кратковременных сил. При этом должна быть обеспечена общая устойчивость сооружения.

Здания и сооружения сложной формы в плане, а также с резко отличающимися конструкциями и высотами отдельных участков следует разделять антисейсмическими швами на отдельные отсеки прямоугольной формы.

Размеры зданий (отсеков) с несущим железобетонным каркасом или с несущими железобетонными монолитными бескаркасными стенами определяются требованиями для несейсмических районов, но не должны быть более 150 *м*.

Антисейсмические швы должны разделять смежные отсеки по всей высоте зданий и сооружений. Допускается не устраивать шов в фундаменте, за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным швом.

Температурные и осадочные швы следует выполнять как антисейсмические швы.

Антисейсмические швы выполняют путем постановки парных стен, рам или их сочетания. Ширина антисейсмического шва определяется расчетом или назначается в зависимости от высоты сооружения. При высоте зданий до 5 *м* ширина шва должна быть не менее 3 *см*. Для зданий большей высоты минимальную ширину шва следует увеличивать на 2 *см* на каждые 5 *м* высоты.

Мероприятия по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений принимаются в зависимости от их расчетной сейсмичности, определяемой с учетом сейсмичности участка строительства и назначения зданий и сооружений.

УНИФИКАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ *

При проектировании следует выбирать объемно-планировочные и конструктивные решения, позволяющие максимально унифицировать и сократить число типоразмеров и марок конструкций и обеспечивающие экономичность зданий.

Для сокращения числа марок конструкции одного типоразмера должны проектироваться с учетом унифицированных расчетных данных.

Конструкции и их сопряжения необходимо проектировать с учетом максимальной взаимозаменяемости конструкций аналогичного назначения.

Основой для типизации и стандартизации в проектировании и строительстве зданий служит разработанная и введенная в СССР для обязательного применения единая модульная система (ЕМС).

---

* При составлении использованы: СНиП II-А. 4—62 «Единая модульная система. Основные положения проектирования» (М., Госстройиздат, 1962); СНиП II-М. 2—62 «Производственные здания промышленных предприятий. Нормы проектирования» (М., Госстройиздат, 1962); «Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий» (СН 223—62), утвержденные Госкомитетом СМ СССР по делам строительства 31 августа 1962 г.; «Указания по применению модульной системы и по унификации объемно-планировочных параметров и конструкций жилых и общественных зданий» (ЦНИИЭПжилища, М., 1968); «Указания по применению унифицированных нагрузок при проектировании типовых железобетонных конструкций для сборных перекрытий и покрытий зданий», утвержденные Госкомитетом СМ СССР по делам строительства 23 декабря 1967 г.

ЕМС представляет собой совокупность правил координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий и сооружений, строительных изделий и оборудования на базе основного модуля 100 *мм*, обозначаемого буквой М.

Применение унифицированных конструкций дает наибольший технико-экономический эффект при соблюдении соответствующих этим конструкциям сеток разбивочных осей здания и привязок к ним, высот этажей и нагрузок. Нарушение этих условий приводит к появлению доборных конструктивных элементов и нетиповых сопряжений, требующих дополнительных затрат времени и средств на всех стадиях проектирования и строительства зданий.

Промышленные здания

При проектировании промышленных зданий нужно стремиться к наиболее простой (прямоугольной) форме в плане и избегать перепадов высот.

В промышленных зданиях, следует, как правило, проектировать:

стены — из панелей (применение кирпичной кладки необходимо ограничивать, допуская ее преимущественно для зданий небольших размеров, в цокольной части зданий с панельными стенами, в местах ворот и отверстий для пропуска инженерных коммуникаций, а также в цоколях зданий со стенами из асбестоцементных листов);

покрытия и перекрытия — беспрогонными с применением крупноразмерных панелей;

примыкания галерей, эстакад и прочих сооружений к промышленным зданиям — консольными, без опирания на каркас и ограждающие конструкции здания.

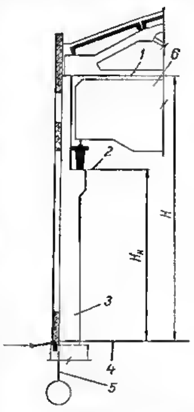


Рис. I.1. Высота зданий, оборудованных мостовыми кранами:

1 — низ несущих конструкций покрытия; *2* — верх крановой консоли; *3* — железобетонная колонна; *4* — уровень пола; *5* — разбивочная ось ряда; *6* — мостовой кран; H — высота помещения; $H_к$ — высота до верха крановой консоли.

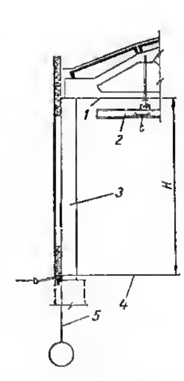


Рис. I.2. Высота зданий с подвесными кранами или без кранов при внутреннем отводе воды:

1 — низ несущих конструкций покрытия; *2* — подвесная кран-балка; *3* — железобетонные колонны; *4* — уровень пола; *5* — разбивочная ось ряда; H — высота помещения.

Одноэтажные здания. Эти здания следует, как правило, проектировать с пролетами одного направления, одинаковой ширины и высоты. В случаях, обоснованных рациональным решением технологических процессов либо требованиями, связанными с осуществлением блокирования цехов, может быть допущено минимальное количество различных унифицированных пролетов. Применение взаимно перпендикулярных пролетов следует допускать для отдельных производств только при наличии существенных преимуществ в технологической планировке и в организации производственных процессов.

В многопролетных зданиях перепады высот 1,2 *м* и менее между пролетами одного направления не допускаются за исключением зданий с кондиционированием воздуха. Перепады, как правило, необходимо совмещать с продольными температурными швами. При невозможности совмещения допускаются перепады величиной:

1,8 *м*, если при шаге колонн 6 *м* ширина низкой части здания превосходит 60 *м*, а при шаге колонн 12 *м* и наличии подстропильных конструкций — 90 *м*;

2,4 *м*, если при шаге колонн 6 *м* ширина низкой части здания превосходит 36 *м*, а при шаге колонн 12 *м* и наличии подстропильных конструкций — 60 *м*.

Каркас одноэтажного промышленного здания рекомендуется решать в виде рам, состоящих из защемленных в фундаментах колонн и шарнирно связанных с ними ригелей (ферм или балок).

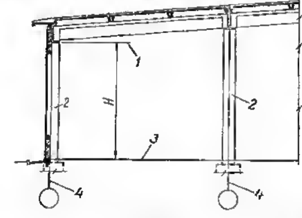


Рис. 1.3. Высота крайних пролетов зданий без мостовых кранов при наружном отводе воды:

1 — низ несущих конструкций покрытия; *2* — железобетонные колонны; *3* — уровень пола; *4* — разбивочная ось ряда; *H* — высота помещения.

Пролеты и высоты помещений от отметки чистого пола до низа несущих конструкций покрытия (рис. 1.1—1.3) следует принимать в соответствии с табл. 1.1 независимо от грузоподъемности кранов, а отметку верха крановой консоли для зданий с мостовыми кранами — по табл. 1.2.

Если необходимо по технологическим требованиям, допускается применение бо́льших высот, чем указано в табл. 1.1. При этом для зданий пролетом 12 *м* высо́ты следует принимать кратными 1,2 *м* до высоты 10,8 *м* и кратными 1,8 *м* — при бо́льших высотах; пролетом 18 *м* и более — кратными 1,8 *м*. В случае применения по требованиям технологии кранов большей грузоподъемности, чем указано в табл. 1.2, соответственно габаритам крана корректируется отметка верха крановой консоли, а высота помещения остается без изменений.

Шаг колонн по крайним и средним рядам следует назначать на основании технико-экономических расчетов с учетом технологических требований

Таблица 1.1. **Унифицированные пролеты и высоты помещений**

Здания	Пролет, *м*	Высота помещения, *м*
Бескрановые и с подвесным подъемно-транспортным оборудованием	<12 18 18; 24	3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6,0; 4,8 5,4; 6,0; 7,2; 8,4; 9,6; 10,8; 12,6
С мостовыми кранами	18; 24 18; 24; 30 24; 30	8,4; 9,6; 10,8 12,6; 14,4 16,2; 18,0

Таблица 1.2. **Унифицированные отметки верха крановой консоли**

Пролет, *м*	Высота помещения, *м*	Грузоподъемность крана, *т*	Отметка верха крановой консоли, *м*, при шаге колонн, *м*	
			6	12
18; 24	8,4	10	5,2	4,6
18; 24	9,6	10; 20	5,8	5,4
18; 24	10,8	10; 20	7,0	6,6
18; 24; 30	12,6	10; 20; 30	8,5	8,1
18; 24; 30	14,4	10; 20; 30	10,3	9,9
24; 30	16,2	30; 50	11,5	11,1
24; 30	18,0	30; 50	13,3	12,9

и принимать равным 6,0 или 12,0 *м*. При этом рекомендуется принимать: шаг наружных колонн 6,0 *м* для зданий пролетом 12 и высотой до 6,0 *м* включительно; шаг средних колонн 12,0 *м* в бескрановых зданиях высотой 8,4 *м* и более и в зданиях, оборудованных кранами высотой 12,6 *м* и более; шаг средних колонн 6,0 *м* в двухпролетных зданиях высотой до 7,2 *м* включительно при шаге крайних колонн 6 *м*. Если необходимо назначить шаг колонн более 12,0 *м*, его следует принимать кратным 6,0 *м*.

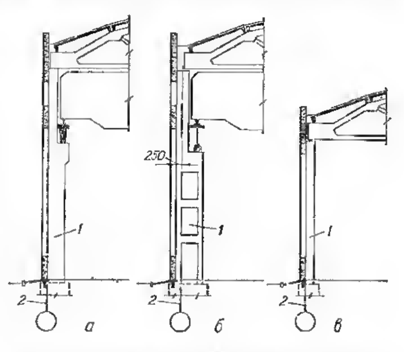


Рис. 1.4. Привязка крайних колонн в цехах:
а, *б* — оборудованных кранами грузоподъемностью соответственно до 30 и более 30 *т*; *в* — бескрановых; *1* — железобетонная колонна; *2* — разбивочная ось ряда.

Привязка крайних колонн к продольным разбивочным осям должна назначаться с соблюдением следующих правил (рис. 1.4):

я зданиях без мостовых кранов и в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 *т* включительно при высоте помещения менее 16,2 *м* наружная грань колонн совмещается с продольной разбивочной осью («нулевая» привязка);

в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 *т* включительно при высоте помещения 16,2 и 18,0 *м* для шага колонн 6 *м* и при высоте помещения 8,4—18,0 *м* для шага колонн 12 *м* наружная грань колонн смещается с продольной разбивочной оси на 250 *мм* наружу здания. В отдельных случаях при надлежащем обосновании это смещение может быть увеличено до 500 *мм*.

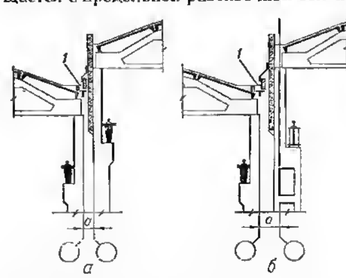


Рис. 1.5. Вставки в местах примыкания параллельных пролетов при наличии перепадов высоты в зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью:
а — до 30 *т* (при одноветвевых колоннах); *б* — более 30 *т* (при двуветвевых колоннах); *1* — деформационный шов.

Колонны средних рядов следует располагать так, чтобы продольные и поперечные разбивочные оси совпадали с осями сечения надкрановой части. Исключение составляют только колонны, примыкающие к деформационным швам, и колонны, расположенные в местах перепада высот пролетов одного направления и у торцовых стен. У продольных деформационных швов и в местах перепада высот пролетов одного направления привязку колонн к продольным разбивочным осям следует выполнять при одинаковом шаге колонн в крайних и средних рядах (т. е. при отсутствии подстропильных конструкций) — в соответствии с правилами для колонн крайних рядов. При решении покрытия с подстропильными конструкциями колонны должны устанавливаться так, чтобы расстояние между продольной разбивочной осью и гранью колонны было 250 *мм*. У поперечных деформационных швов и у торцов здания геометрические оси колонн (средних и крайних) принимают

смещенными с поперечной разбивочной оси внутрь здания на 500 *мм*, а ось деформационного шва или внутреннюю грань торцовой стены — совпадающими с поперечной осью; оси всех остальных колонн принимают совпадающими с разбивочной осью (поперечной).

Продольные деформационные швы и перепады высот между пролетами одного направления рекомендуется решать на двух колоннах со вставкой.

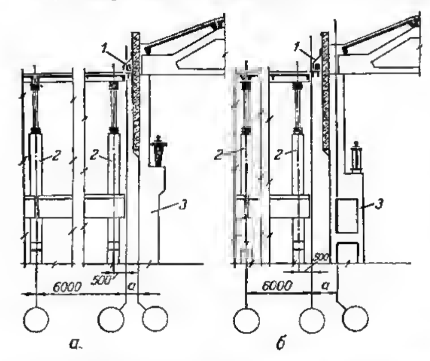


Рис. 1.6. Вставки в местах примыкания низких продольных пролетов к повышенному поперечному при кранах грузоподъемностью:

а — до 30 *т* (при одноветвевых колоннах); *б* — более 30 *т* (при двуветвевых колоннах); *1* — деформационный шов; *2* — колонна продольного пролета; *3* — колонна поперечного пролета.

Шаг колонн в деформационном шве без перепада высот должен быть равен шагу колонн по средним рядам, а в месте перепада высот — шагу колонн по крайним рядам. Размеры вставок принимают равными 500, 1000 или 1500 *мм* в зависимости от привязки колонн (рис. 1.5).

Примыкание двух взаимно перпендикулярных пролетов следует решать на двух колоннах со вставкой. Ось колонн продольных пролетов, примыкающих к поперечному, смещается с поперечной разбивочной оси на 500 *мм*, как у торца здания. Размер вставки в зависимости от привязки колонн поперечного пролета принимают 500 или 1000 *мм* (рис. 1.6).

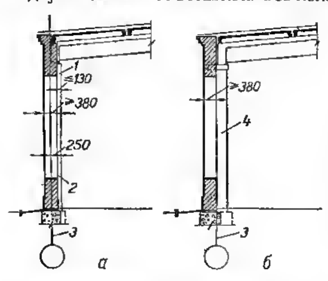


Рис. 1.7. Привязка продольных несущих стен:

а — без пилястр или с пилястрами с выступами до 130 *мм*; *б* — с пилястрами с выступами более 130 *мм*; *1* — пилястра с выступом до 130 *мм*; *2* — внутренняя грань стены или пилястры; *3* — разбивочная ось; *4* — несущая стена с пилястрами с выступами более 130 *мм*.

Расстояние оси подкранового рельса от продольной оси принимается: в зданиях, оборудованных электрическими мостовыми кранами общего назначения грузоподъемностью до 50 *т* включительно,— 750 *мм*; в зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью более 50 *т*, а также при устройстве проходов вдоль подкрановых путей — 1000 *мм* и более, кратное 250 *мм*.

В зданиях с неполным каркасом (т. е. с несущими наружными стенами без колонн по крайним рядам) и в бескаркасных зданиях привязку наружных стен к продольным разбивочным осям следует принимать с соблюдением следующих правил (рис. 1.7):

при опирании плит покрытия непосредственно на стены внутренняя грань стены должна быть отнесена от продольной разбивочной оси внутрь здания на 130 *мм* при кирпичных стенах и на 150 *мм* при стенах из крупных блоков;

при опирании на стены без пилястр несущих конструкций покрытия (балок) при толщине кирпичных стен 380 *мм* и более внутренняя грань стены должна быть отнесена от продольной разбивочной оси внутрь здания на 250 *мм* (при стенах толщиной 400 *мм* и более из крупных блоков — на 300 *мм*);

при кирпичных стенах толщиной 380 *мм* с пилястрами с выступами 130 *мм* внутренняя грань стены должна быть отнесена от продольной оси внутрь здания на 130 *мм*; при пилястрах с выступами более 130 *мм* при любой толщине стен внутренняя грань последних должна совмещаться с продольной разбивочной осью («нулевая» привязка);

привязка торцовых стен при опирании на них плит покрытия принимается такой же, как для продольных стен при опирании на них плит покрытия; в остальных случаях привязка торцовых стен принимается «нулевая» (рис. 1.8);

геометрические оси внутренних несущих стен должны совмещаться с разбивочными осями;

при привязке пилястр в продольном направлении следует соблюдать соответствующие правила привязки железобетонных колонн, чтобы сохранить те же условия для расположения несущих элементов покрытия.

Рис. 1.8. Привязка торцовых стен:

а — несущих без пилястр; *б* — несущих с пилястрами; *в* — самонесущих; *1* — несущая торцовая стена; *2* — поперечная разбивочная ось; *3* — несущая торцовая стена с пилястрами; *4* — нулевая привязка (внутренняя грань стены); *5* — ось торцовых ферм и крайних колонн; *6* — самонесущая торцовая стена.

Многоэтажные здания. Для многоэтажных производственных зданий рекомендуются сетки колонн 6 × 6 и 9 × 6 *м*. Высоты этажей, считая от чистого пола до отметки чистого пола следующего этажа, следует принимать 3,6; 4,8 и 6,0 *м*. Для первого этажа разрешается применять высоту 7,2 *м*. Если по требованиям технологии необходима высота этажа более 6,0 *м*, ее рекомендуется принимать кратной укрупненному модулю по высоте для производственных зданий (1200 *мм* — 12М).

В одном здании допускается, как правило, применение не более двух высот этажей (не считая подвала).

Каркас многоэтажных зданий следует принимать по рамной схеме с жесткими узлами. Допускается применение смешанной конструктивной схемы — рамной в поперечном направлении и связевой в продольном — с передачей в этом направлении ветровых и других горизонтальных нагрузок на связи или пилоны.

Колонны, как правило, при числе этажей до четырех и нагрузках на перекрытия до 2500 *кг/м²* должны иметь по всем этажам одинаковое поперечное сечение. При числе этажей более четырех общее количество различных поперечных сечений колонн должно быть не более двух. Как в первом, так и во втором случае исключение могут составлять колонны первого этажа.

Привязка колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям рекомендуется «нулевая». Колонны средних рядов следует располагать так, чтобы продольные разбивочные оси совпадали с осью сечения колонны. Привязку торцовых стен к поперечным разбивочным осям следует принимать «нулевую». Геометрические оси торцовых колонн и колонн у деформационных швов рекомендуется смещать с поперечных разбивочных осей на 500 *мм* так же, как и в одноэтажных зданиях.

Жилые и общественные здания

Для общественных зданий характерно многообразие объемно-планировочных решений, затрудняющее унификацию конструкций в той степени, о какой она проводится в настоящее время при проектировании жилых и промышленных зданий. В условиях полносборного домостроения и типизации зданий должна быть достигнута возможность применения гибких и свободных планировок общественных зданий, позволяющих без особых затрат видоизменять их и приспосабливать к разнообразным условиям.

Жилые дома, а также близкие к ним по планировочной структуре и одинаковые по высоте этажа общественные здания (жилая часть гостиниц и пансионатов, спальные корпуса школ-интернатов и т. п.) рекомендуется проектировать крупнопанельными, поперечной конструктивной схемы с самонесущими или навесными наружными стенами. Если целесообразно применение наружных панелей из материала достаточной прочности (например керамзитобетона), может быть рекомендована схема с наружными несущими панельными стенами в сочетании с продольной панельной стеной или рядом колонн неполного каркаса.

Для полносборных жилых домов городского типа повышенной этажности, когда панельные конструкции по техническим или экономическим условиям не могут быть применены, целесообразно переходить к каркасной конструкции с наружными легкими панельными стенами. Допускается сочетание различных конструктивных систем в одном здании в тех случаях, когда это обусловлено назначением отдельных его частей, техническими или экономическими требованиями. Могут применяться, например, каркасные конструкции магазинов в первых этажах панельных домов, панельные конструкции верхних этажей в каркасных зданиях повышенной этажности и т. п. Разрезка наружных панельных стен на монтажные элементы применяется: для жилых домов и общественных зданий, имеющих ту же высоту этажа,— преимущественно поэтажная, для общественных зданий — полосовая из горизонтальных и вертикальных панелей (последняя в отдельных случаях может применяться также и в жилых домах). Конструктивные системы каркасов рекомендуются, как правило, рамные или рамно-связевые из сборных элементов без выступающих в помещение консолей с минимально выступающим из плоскости перекрытия ригелем.

Конструктивные системы зданий должны обеспечивать самостоятельное последовательное поэтапное выполнение строительных работ: по нулевому циклу, монтажу несущих конструкций и их замоноличиванию, оборудованию и отделке здания при поточных методах их организации.

Сетку разбивочных осей следует принимать с наименьшим числом различных шагов и пролетов.

Поперечные и продольные шаги в плане жилых и общественных зданий следует принимать кратными укрупненным модулям:

Для шагов размером до 3,6 *м*	3М
То же, 7,2 *м*	6М и 12М
» » 12,0 »	15М
» » 18,0 »	30М
Без ограничения предела шага	60М

Предпочтительно следует принимать шаги, кратные наиболее крупным модулям 60М и 30М, а для жилых домов — также 12М.

Для жилых домов с продольными несущими стенами и близких к ним по планировочной структуре общественных зданий поперечные шаги (пролеты) рекомендуется принимать от 4,8 до 6,0 *м* — кратными 3М; продольные шаги — 2,4; 2,7; 3,0; 3,3 и 3,6 *м*. Основной поперечный шаг для других видов общественных зданий с продольными несущими стенами принимается 6,3 (при номинальном расстоянии в чистоте между стенами 6,0 *м*), 6,0 и 4,8 *м*, дополнительный — 3,0 *м*; продольный шаг — 6,0 и 3,0 *м*.

При продольных стенах из кирпича и блоков и перекрытиях, набираемых из панелей шириной до 1,5 *м*, для жилых и общественных зданий разрешается применить любые размеры продольного шага, кратные 3М.

Ширина жилых и общественных зданий с поперечной конструктивной схемой и расстояние между продольными осями принимаются кратными 3М. Продольные шаги рекомендуется принимать предпочтительно кратными 30М и 12М: 2,4; 3,0; 3,6; 4,8 и 6,0 *м*; при необходимости допускаются шаги 2,7 и 3,3 *м*, а при наличии технико-экономических преимуществ — также 5,7; 6,3 и 6,6 *м*.

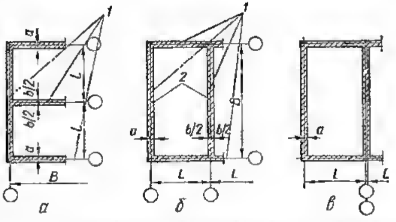


Рис. 1.9. Привязка стен к разбивочным осям в зданиях с несущими стенами при конструктивной схеме:

а — поперечной; *б* — продольной; *в* — с двойными осями в поперечных несущих стенах; *1* — модульные разбивочные оси; *2* — несущие стены.

Продольные и поперечные шаги колонн каркасных жилых и общественных зданий принимаются равными: основной — 6 *м* и дополнительный (для лестничных клеток и примыкающих к ним помещений, коридоров и т. д.) — 3 *м*. Для жилых домов и больниц допускается также поперечный шаг 4,5 *м*. Для покрытий залов общественного назначения пролеты принимаются равными 9, 12, 15, 18, 24, 30 *м*.

Унифицированные высоты этажей принимаются равными (*м*):

В подвальных этажах	2,4
В жилых домах, жилой части гостиниц, зданиях пионерских лагерей, спальных корпусах санаториев, домов отдыха, школ-интернатов, подвальных этажах	2,7
В зданиях учебных заведений, административных, лечебно-профилактических, торговых (при площади менее 300 $м^2$), общественного питания, вспомогательных зданиях административно-бытового назначения промышленных предприятий	3,3
В торговых залах площадью более 300 $м^2$, не разделенных внутренними перегородками, актовых залах площадью 150 $м^2$ и более, лабораториях и других помещениях с технологическим оборудованием, требующим увеличения высоты этажа	4,2

Высоты залов общественных зданий принимаются:

4,8; 5,4; 6,0; 7,2 *м* (кратно 6М);

8,4; 9,6; 10,8 *м* (кратно 12М);

12,6; 14,4; 16,2; 18,0 *м* (кратно 18М).

При несущих стенах из кирпича допускается принимать также другие высоты залов, кратные 3М.

Привязка стен в зданиях с несущими стенами (продольными или поперечными) выполняется с соблюдением следующих указаний (рис. 1.9):

геометрическая ось внутренних стен совмещается с разбивочной осью; при толщине несущих стен 30 *см* и более, особенно при наличии в них вентиляционных каналов, если это целесообразно для применения унифицированных элементов перекрытий, могут применяться двойные модульные разбивочные оси,

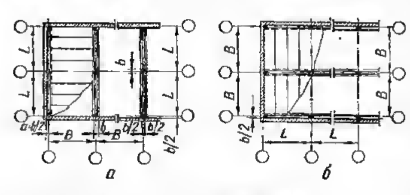


Рис. 1.10. Привязка колонн к разбивочным осям зданий:

а — с полным поперечным каркасом; *б* — с полным продольным каркасом.

расположенные так, чтобы обеспечить опирание этих элементов на стены;

внутренняя грань наружных несущих стен располагается на расстоянии *a* от модульной разбивочной оси, как правило, равном или кратном 1/2M; в панельных зданиях расстояние *a* принимается равным 10 *см*, а при составных торцовых стенах — толщине несущей части торцовой стены; при двойных разбивочных осях во внутренних стенах привязка внутренней грани наружных стен к модульной разбивочной оси должна обеспечивать опирание на стену элементов перекрытий.

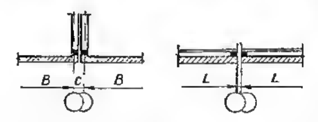


Рис. 1.11. Привязка колонн к разбивочным осям в зданиях с полным каркасом в местах деформационных швов.

В каркасных зданиях колонны средних рядов располагаются так, чтобы геометрический центр их сечения совмещался с пересечением модульных разбивочных осей. Исключения допускаются для колонн у деформационных швов, у перепада высот зданий, а также в отдельных случаях, обусловленных унификацией элементов перекрытий в зданиях с различными конструкциями опор.

Колонны крайних рядов по отношению к оси, идущей вдоль крайнего ряда (рис. 1.10), следует располагать таким образом, чтобы привязка внутренней грани колонны *a* была равна половине толщины колонны среднего рядв, либо совмещать наружную грань колонн с модульной разбивочной осью («нулевая» привязка); по отношению к осям, перпендикулярным к направлению крайнего ряда,— чтобы геометрическая ось колонн совмещалась с модульной разбивочной осью. Исключения в последнем случае могут быть допущены для колонн у деформационных швов, угловых, а также при двойных разбивочных осях.

При размещении парных колонн в местах деформационных швов, перепадов высот и примыканий зданий следует принимать две разбивочные оси с расстоянием между ними 300 и 600 *мм* (рис. 1.11).

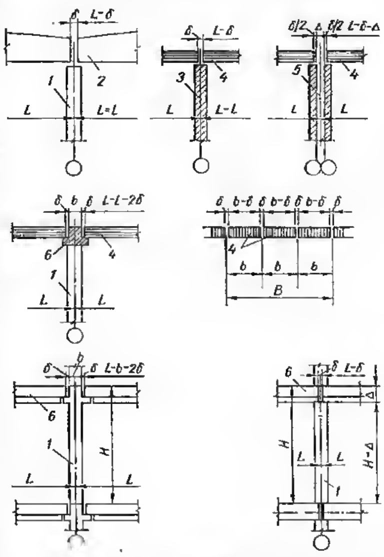


Рис. 1.12. Номинальные размеры конструктивных элементов:

1 — колонна; *2* — балка или ферма; *3* — стеновая панель; *4* — панель перекрытия; *5* — стеновая панель с каналами; *6* — ригель

Номинальные размеры конструктивных элементов, непосредственно связанные с объемно-планировочными параметрами зданий, назначаются в соответствии с унифицированными объемно-планировочными параметрами (шагом, высотой этажа) с учетом принятого членения конструкций, а также

конструктивных интервалов. Конструктивный интервал равен номинальному размеру разделяющего элемента (ригель, колонна, коммуникационное отверстие и т. п.). Номинальные длины ригелей, прогонов, балок и ферм покрытий, панелей перекрытий и покрытий, панелей наружных стен и других деталей принимаются равными унифицированным размерам поперечных и продольных шагов зданий, а при наличии разделяющих элементов отличаются от них на величину конструктивного интервала. Например, номинальная длина панели перекрытия, опирающейся на полки ригеля, меньше расстояния между разбивочными осями на ширину ригеля (рис. 1.12).

Для конструктивных элементов, размеры которых не связаны непосредственно с определенными унифицированными объемно-планировочными параметрами, номинальные размеры следует принимать в соответствии с производными модулями и пределами их применения, установленными СНиП II-А.4—62 «Единая модульная система». К таким размерам относятся размеры сечений колонн и балок, толщины плит перекрытий, стен, перегородок и другие, получаемые в результате статических расчетов или обусловленные теплотехническими и акустическими требованиями.

Номинальную ширину основных панелей перекрытий и покрытий рекомендуется выбирать предпочтительно в интервалах 1,2—1,5; 2,4—3,6; 4,2—6,0 *м* кратной 3М. Конструктивные (рабочие) размеры изделий принимаются равными соответствующим номинальным размерам за вычетом нормированного зазора.

НАГРУЗКИ

Основные железобетонные конструкции для сборных перекрытий и покрытий промышленных, жилых и общественных зданий должны разрабатываться на основе унифицированных расчетных и нормативных нагрузок. Унифицированные нагрузки представляют собой ряды величин, близких к системе предпочтительных чисел по ГОСТ 8032—56 и уточненных по статистическим данным о применяемых в практике проектирования нагрузках на плиты и панели перекрытий и покрытий, на ригели и прогоны перекрытий, на фермы и балки покрытий в зданиях различного назначения. Для плит, панелей, ригелей и прогонов установлены следующие виды унифицированных нагрузок:

вертикальные равномерно распределенные расчетные нагрузки (без учета собственного веса рассчитываемой конструкции);

нормативные нагрузки, соответствующие расчетным нагрузкам;

часть нормативной нагрузки, учитываемая при расчете конструкций как длительно действующая;

часть расчетной и нормативной нагрузок, учитываемая при расчете конструкций как временная.

Унифицированные расчетные и нормативные нагрузки для плит и панелей перекрытий и покрытий промышленных, жилых и общественных зданий приведены в табл. 1.3, а для ригелей каркасных конструкций и прогонов междуэтажных перекрытий — в табл. 1.4.

При наличии местных нагрузок на ребристые панели перекрытий, их плиты и поперечные ребра в необходимых случаях разрешается рассчитывать на нагрузки (из числа унифицированных), превышающие основную унифицированную нагрузку на панель.

Для ферм и балок плоских и скатных покрытий промышленных и общественных зданий установлены следующие унифицированные эквивалентные расчетные нагрузки (без учета собственного веса ферм и балок) в *кг* на 1 *пог. м*: 1500, 1800, 2100, 2400, 2700, 3300, 3900, 4500, 5100, 5700, 6600, 7800, 9000, 10 200 и 11 400.

Таблица 1.3. **Унифицированные расчетные и нормативные нагрузки для плит и панелей перекрытий и покрытий**

Вид нагрузки	Величина нагрузки, *кг/м²*												
Расчетная нагрузка	200	300	450	600	800	1000	1250	1600	2100	2700	3300	4100	5100
Нормативная нагрузка	170	240	360	500	670	850	1050	1350	1750	2250	2750	3450	4250
Длительно действующая часть нормативной нагрузки	120	150	210	330	520	700	900	1200	1600	2100	2600	3300	4100
То же, для покрытий с легким утеплителем	120	150	150	150	150	150	150	—	—	—	—	—	—
Часть нагрузки, учитываемая как временная: расчетная нормативная	100 70	140 100	280 200	390 300	600 500	840 700	1080 900	1440 1200	1800 1500	2400 2000	3000 2500	3840 3200	4800 4000

Таблица 1.4. **Унифицированные расчетные и нормативные нагрузки для ригелей каркасных конструкций и прогонов междуэтажных перекрытий**

Вид нагрузки	Величина нагрузки, *кг/м*														
Расчетная нагрузка	750	1000	1300	2100	3000	4000	5200	7200	9000	11 000	14 500	18 000	21 500	26 500	32 000
Нормативная нагрузка	600	860	1250	1750	2300	3400	4400	6200	7800	9300	12 300	15 300	18 300	22 500	27 300
Длительно действующая часть нормативной нагрузки	450	630	1030	1300	2050	2950	3500	5300	6600	8100	11 100	14 100	17 100	21 300	26 100
Часть нагрузки, учитываемая как временная: расчетная нормативная	380 270	380 270	380 270	760 540	1100 850	1600 1200	2300 1600	3600 3000	5400 4500	7200 6000	10 800 9000	14 400 12 000	18 000 15 000	23 000 19 200	28 800 24 000

ТЕМПЕРАТУРНО-УСАДОЧНЫЕ ШВЫ

Расстояния между температурно-усадочными швами в бетонных и железобетонных конструкциях зданий и сооружений должны устанавливаться расчетом.

Если расстояния между температурно-усадочными швами не превышают величин, приведенных в табл. 1.5, то для конструкций, выполняемых без предварительного напряжения, а также для предварительно напряженных конструкций 3-й категории трещиностойкости разрешается расчет на температуру и усадку не производить.

Таблица 1.5. **Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в бетонных и железобетонных конструкциях, допускаемые без расчета**

Конструкции	Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами, м, допускаемые без расчета	
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	в открытых сооружениях и в неотапливаемых зданиях
Бетонные:		
сборные	40	30
монолитные при конструктивном армировании	30	20
монолитные без конструктивного армирования	20	10
Железобетонные (с ненапрягаемой арматурой или предварительно напряженные 3-й категории трещиностойкости):		
сборные каркасные, в том числе смешанные с металлическими или деревянными покрытиями	60	40
сборные сплошные	50	30
монолитные и сборно-монолитные каркасные из тяжелого бетона	50	30
то же, из легкого бетона	40	25
монолитные и сборно-монолитные сплошные из тяжелого бетона	40	25
то же, из легкого бетона	30	20

Примечание. Для железобетонных конструкций одноэтажных промышленных и сельскохозяйственных зданий допускается без расчета увеличивать расстояния между температурно-усадочными швами на 10% против указанных в таблице. При высоте колонн более 6 м для указанных зданий расстояния между температурно-усадочными швами допускается увеличивать на 20% против указанных в таблице.

Для предварительно напряженных конструкций 1-й и 2-й категорий трещиностойкости, а также для всех конструкций, эксплуатируемых при расчетных температурах минус 40° С и ниже, расстояния между температурно-усадочными швами должны во всех случаях устанавливаться расчетом конструкции по образованию трещин.

В бетонных фундаментах и стенах подвалов расстояния между температурно-усадочными швами разрешается принимать в соответствии с расстояниями между швами, принятыми для вышележащих конструкций.

В статически неопределимых системах для снижения температурных усилий рекомендуется членение их на период строительства временными швами с последующим их замоноличиванием (по возможности при температуре воздуха, близкой к среднегодовой температуре района строительства).

Температурно-усадочные швы в каркасах рекомендуется устраивать посредством установки двойных колонн с доведением шва до верха фундамента или в виде двусторонних консолей без вкладышей. В сплошных бетонных и железобетонных конструкциях температурно-усадочные швы следует делать сквозными, разрезая конструкцию до подошвы фундамента.

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ *

Бетон

Бетон для бетонных и железобетонных конструкций должен применяться следующих проектных марок по прочности на сжатие:

тяжелый (объемным весом 1800—2500 *кг/м³*) — 59, 75, 100, 150, 200, 300, 400, 500 и 600;

легкий (объемным весом 500—1800 *кг/м³*) — 35, 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300, 350 и 400.

Проектной маркой бетона по прочности на сжатие считается временное сопротивление его сжатию в *кг/см²* в конструкциях, принимаемое для кубов с размером ребра 200 *мм* в возрасте, как правило, 28 суток. При специальном обосновании разрешается устанавливать проектную марку бетона для монолитных конструкций в зависимости от сроков фактического загружения, способов возведения, условий твердения, а также сорта цемента в возрасте, отличном от 28 суток. В проектах должны указываться принятая марка и соответствующий ей возраст бетона.

Для конструкций, работающих преимущественно на растяжение, допускается дополнительно устанавливать марку бетона по прочности на растяжение. По величине временного сопротивления осевому растяжению установлены следующие проектные марки бетона в *кг/см²*: Р11, Р15, Р18, Р20, Р23, Р27, Р31 и Р35.

Для конструкций, подвергающихся многократному замораживанию и оттаиванию, должна устанавливаться проектная марка бетона по морозостойкости в зависимости от числа выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания: Мрз50, Мрз100, Мрз150, Мрз200 и Мрз300 (тяжелый бетон).

Для бетонных и железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию расчетных температур минус 40° С и ниже, следует устанавливать проектные марки бетона по морозостойкости, а в необходимых случаях и по водонепроницаемости не ниже приведенных в СНиП II-В.1—62*, приложение IV, табл. 39 и 40.

Для железобетонных конструкций без предварительного напряжения применение тяжелого бетона марки ниже 100, как правило, не допускается. Применение бетона марки 100 в железобетонных конструкциях может быть допущено при условии соблюдения требований, обеспечивающих защиту арматуры от коррозии. Железобетонные предварительно напряженные элементы или их части, в которых располагается напрягаемая арматура, должны выполняться из бетона проектной марки не ниже: тяжелого—200, легкого — 150. Допускается применение тяжелого бетона проектной марки 150 в стенках круглых монолитных предварительно напряженных резервуаров и труб при напряжении только кольцевой (или спиральной) арматуры.

Для сжатых железобетонных элементов из тяжелого бетона, размеры сечений которых определяются из расчета на прочность, рекомендуется принимать марку бетона не ниже 200. Для сильно нагруженных конструкций, например для колонн нижних этажей многоэтажных зданий, а также колонн одноэтажных зданий, воспринимающих значительную крановую и другие нагрузки, рекомендуется принимать марку бетона 300—400.

---

* При составлении использованы: СНиП II-В. 1—62* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» (М., Госстройиздат, 1970); «Указания по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры» СН 390—69 (М., Стройиздат, 1969); «Инструкция по проектированию железобетонных конструкций» (ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, М., Стройиздат, 1968); «Руководство по проектированию железобетонных конструкций (без предварительного напряжения)» (ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, М., Стройиздат, 1968).

Таблица I. 6. **Проектные марки бетона для предварительно напряженных железобетонных конструкций и временное сопротивление бетона сжатию (кубиковая прочность) при его обжатии**

№ п.п	Тип конструкции, вид бетона и армирования	Проектная марка бетона не ниже	Кубиковая прочность бетона при его обжатии R_0, $кг/см^2$, не ниже
1	Большепролетные конструкции, собственный вес которых составляет значительную часть расчетной нагрузки, из бетона:		В зависимости от вида напрягаемой арматуры, согласно указаниям п. 2 настоящей таблицы
	а) тяжелого	400	
	б) легкого	200	
2	Конструкции из тяжелого бетона с проволочной арматурой в виде:		
	а) высокопрочной гладкой арматурной проволоки класса В-II с анкерами	300	200
	б) высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля класса Вр-II без анкеров при диаметре проволоки до 5 *мм*	300	200
	в) то же, при диаметре 6 *мм* и более	400	280
	г) то же, с внутренними анкерами на длине заделки при диаметре проволоки до 5 *мм*	200	140
	д) витой из двух гладких высокопрочных проволок диаметром до 3 *мм* без анкеров	400	250
	е) арматурных прядей класса П-7 без анкеров при диаметре прядей до 15 *мм*	400	250
	ж) арматурных двухпрядных канатов	400	250
3	Конструкции из тяжелого или легкого бетона, армированного стержневой арматурой периодического профиля без анкеров диаметром:		
	от 10 до 18 *мм* (включительно) классов:		
	а) А-III, А-IIв, А-IIIв, А-IV и Ат-IV	200	140
	б) А-V и Ат-V	300	200
	в) Ат-VI	400	300
	от 20 *мм* и более классов:		
	г) А-IIв, А-IIIв, А-IV и Ат-IV	300	200
	д) А-V и Ат-V	400	300
	е) Ат-IV	500	350
4	Железобетонные торцовые шайбы под анкерами; бетон анкерных стаканов, в которые заделываются загибаемые крюками концы проволок	600	500
5	Стенки монолитных круглых резервуаров и труб при напряжении только кольцевой (или спиральной) арматуры	150	100
6	Бетон, в котором не располагается рабочая арматура (дополнительно укладываемый бетон сборно-монолитных конструкций; бетон сборных конструкций, армированных предварительно напряженными элементами и т. п.):		
	а) тяжелый	100	—
	б) легкий	50	—
7	Конструкции из легкого бетона, в котором не располагается рабочая арматура, в случае, если эта арматура защищена от него слоем тяжелого бетона или раствора толщиной не менее 15 *мм*	35	25

Примечания: 1. Кубиковая прочность бетона соответствует прочности бетонных кубов со стороной 200 *мм*.

2. Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, перечисленных в п. 2*а*—*е* и 3*а* и *г* (только А-IV и Ат-IV), проектная марка бетона и прочность при обжатии должны быть увеличены на 20—25%. При проектировании конструкций, перечисленных в п. 2*а, б, в, г, д, е*, и 3*б*-*е*, при опытном обосновании допускается снижение проектной марки бетона на одну ступень; в этом случае величина R_0 должна составлять не менее 70% проектной марки. Такое снижение марки тяжелого бетона при его обжатии для конструкций, перечисленных в п. 3*б*—*е*, может производиться без опытного обоснования при содержании крупного заполнителя не менее 820 *л* на 1 $м^3$ бетона, если это условие оговорено в проекте, а возможность уменьшения прочности бетона подтверждена расчетом.

3. В предварительно напряженных пустотелых настилах перекрытий длиной до 6,5 *м* включительно, предназначенных для жилых и общественных зданий, допускается приме-

нять: а) тяжелый и легкий бетон марки 200 с кубиковой прочностью при его обжатии, не ниже 140 $кг/см^2$ при арматуре классов A-V и Aт-V диаметром до 18 *мм* включительно и предварительном напряжении σ_0 не более 6000 $кг/см^2$; б) легкий бетон марки 150 с кубиковой прочностью при его обжатии не ниже 120 $кг/см^2$ при арматуре классов A-III и Aт-IV диаметром до 18 *мм* включительно.

4. В конструкциях из легкого бетона, указанных в п. 3*а* с напрягаемой арматурой, натягиваемой до напряжения не более 3500 $кг/см^2$, допускается применять бетон марки 150; при этом прочность бетона при его обжатии должна быть не менее 120 $кг/см^2$.

5. Для конструкций с проволочной арматурой в случае изготовления их из легкого бетона минимальная марка бетона снижается на одну ступень против указанной в п. 2*а, б, в, г, д, е* при этом кубиковая прочность бетона при его обжатии должна быть не менее принятой в п. 2*а, б, в, г, д, е*.

Для изгибаемых элементов железобетонных конструкций из тяжелого бетона, размеры сечений которых определяются из расчета на прочность, следует принимать марку бетона не ниже 150.

Сборные железобетонные конструкции из тяжелого бетона должны выполняться из бетона марки не ниже 200; не окаймленные ребрами жесткости тонкостенные сборные элементы (толщиной 40 *мм* и менее) — из бетона марки не ниже 300.

Тонкостенные железобетонные конструкции из тяжелого бетона, работающие на изгиб и возводимые в передвижной опалубке, рекомендуется выполнять из бетона марки не ниже 200.

В конструкциях, подлежащих расчету на выносливость, применение бетона марки ниже 200 не рекомендуется.

Для предварительно напряженных конструкций проектная марка бетона и временное сопротивление его сжатию (кубиковая прочность) при обжатии принимается не ниже указанных в табл. 1.6.

Проектная марка раствора для защитного слоя арматуры предварительно напряженных конструкций должна приниматься не ниже 150, а раствора для инъекции каналов — не ниже 300.

Для заделки стыков сборных элементов при толщине швов более $^1/_5$ наименьшего размера сечения элемента и более 10 *см* следует применять бетон прочностью не ниже марки бетона соединяемых элементов. При меньшей толщине швов допускается применять для заделки стыков бетон и раствор прочностью на одну ступень ниже проектной марки бетона соединяемых элементов; при этом снижение прочности бетона в стыке можно в расчете не учитывать, за исключением расчета шпоночных швов.

Кроме того, при выполнении соединяемых элементов из тяжелого бетона для заделки стыков должен применяться бетон марки не ниже 150 или раствор — не ниже 100, а при элементах из легкого бетона — бетон или раствор марки не ниже 50.

К бетону замоноличивания стыков бетонных и железобетонных элементов, который в процессе эксплуатации или монтажа может подвергаться воздействию расчетных температур минус 40° С и ниже, следует предъявлять требования по морозостойкости и водонепроницаемости, которые должны соответствовать маркам бетона стыкуемых элементов. Для бетонных конструкций не следует применять бетон проектной марки выше 300.

Арматура

Ассортимент арматурных сталей, изготавливаемых в настоящее время отечественной промышленностью, достаточно широк.

Правильный выбор арматуры для конкретного вида конструкций и условий их применения является весьма существенным фактором для обеспечения эксплуатационной надежности и технико-экономической эффективности конструкций.

Виды арматурных сталей, применяемых для армирования железобетонных конструкций, приведены в табл. 1.7, а области их применения — в табл. 1.8 и 1.9.

Область применения в железобетонных конструкциях стали различных классов и марок со временем меняется в связи с промышленным освоением

Таблица 1.7. Виды арматурных сталей

Наименование и класс арматурной стали	Государственные стандарты и технические условия	Условное обозначение	Пример обозначения
Сталь горячекатаная круглая гладкая диаметром 6—40 *мм* класса А-I	ГОСТ 5781—61	AI	2⌀20AI
Сталь горячекатаная периодического профиля диаметром 10—90 *мм* класса А-II	ГОСТ 5781—61	AII	2⌀20AII
То же, диаметром 6—40 *мм* класса А-III	ГОСТ 5781—61	AIII	2⌀20AIII
То же, диаметром 10—32 *мм* класса А-IV	ГОСТ 5781—61	AIV	2⌀20AIV
То же, диаметром 10—18 *мм* класса А-V	ЧМТУ/1—177—67	AV	2⌀18AV
Упрочненная вытяжкой арматурная сталь с контролем напряжений и удлинений или с контролем только удлинений диаметром 10—40 *мм* класса А-IIв	—	AIIв	2⌀20AIIв
То же, диаметром 6—40 *мм* класса А-IIIв	—	AIIIв	2⌀20AIIIв
Термически упрочненная арматурная сталь периодического профиля диаметром 10—25 *мм* класса Ат-IV	ГОСТ 10884—64 *	АтIV	2⌀20АтIV
То же, класса Ат-V	ГОСТ 10884—64 *	АтV	2⌀20АтV
» » Ат-VI	ГОСТ 10884—64 *	АтVI	2⌀20АтVI
Холоднотянутая обыкновенная арматурная проволока гладкая диаметром 3—8 *мм* класса В-I	ГОСТ 6727—53 *	BI	2⌀6BI
Высокопрочная арматурная проволока гладкая диаметром 3—8 *мм* класса В-II	ГОСТ 7348—63	BII	2⌀6BII
То же, периодического профиля диаметром 3—8 *мм* класса Вр-II	ГОСТ 8480—63	ВрII	2⌀6ВрII
Арматурные семипроволочные пряди диаметром 4,5—15 *мм* класса П-7	ГОСТ 13840—68	П7	2⌀6П7
Двухпрядные канаты, изготовляемые из канатной светлой проволоки по ГОСТ 7372—66 класса К2 × 7	ЧМТУ/ЦНИИЧМ 258—60	К2×7	2⌀9К2×7
То же, класса К2 × 19	ЧМТУ/ЦНИИЧМ 258—60	К2×19	2⌀15К2×19
Многопрядные канаты (тросы) без органического сердечника, изготовляемые из канатной светлой проволоки по ГОСТ 7372—66 класса К7×7	ГОСТ 3066—66	К7×7	2⌀12К7×7
То же, класса К7×19	ГОСТ 3067—66	К7×19	2⌀24К7×19
» » К7×37	ГОСТ 3068—66	К7×37	2⌀34К7×37

Примечания: 1. Для арматурной стали, упрочненной вытяжкой, величина контролируемых напряжений принимается, *кг/см*²: 4500 — для стали класса А-IIв; 5500 — для стали класса А-IIIв.

2. Величина контролируемых удлинений принимается (проц.): 5,5 — для стали класса А-IIв; 3,5 — для стали класса А-IIIв марки 25Г2С; 4,5 — для стали класса А-IIIв марки 35ГС.

Таблица 1.8. Виды арматурной стали, применяемой для напрягаемой арматуры железобетонных конструкций

Категория трещиностойкости	Следует преимущественно применять	Допускается применять	Не допускается применять
1	Высокопрочную арматурную проволоку Арматурные пряди Горячекатаную арматурную сталь классов А-V Термически упрочненную арматурную сталь классов Ат-V, Ат-VI	Арматурную сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений Горячекатаную арматурную сталь класса А-IV Термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-IV	Все не указанные виды арматурных сталей
2	Высокопрочную арматурную проволоку Арматурные пряди и канаты Горячекатаную арматурную сталь классов А-IV, А-V Арматурную сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений Термически упрочненную арматурную сталь классов Ат-V, Ат-VI	Арматурную сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем только удлинений Арматурную сталь класса А-IIв, упрочненную вытяжкой, с контролем напряжений и удлинений Горячекатаную арматурную сталь класса А-III Термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-IV	—
3	Горячекатаную арматурную сталь класса А-IV и А-V (за исключением случаев, предусмотренных примечаниями) Термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-V Арматурную сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой, с контролем напряжений и удлинений	Арматурную сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой, с контролем только удлинений Арматурную сталь класса А-IIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений Горячекатаную арматурную сталь класса А-III Обыкновенную арматурную проволоку Термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-IV	Высокопрочную арматурную проволоку Арматурные пряди и канаты Термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-VI

Примечания: 1. В конструкциях 2-й категории трещиностойкости, подвергающихся воздействию многократно повторяющейся нагрузки и подлежащих расчету на выносливость, следует преимущественно применять высокопрочную проволоку гладкую и периодического профиля.

Допускается применение стали классов А-III, А-IV и арматурных прядей, а при соответствующем экспериментальном обосновании — упрочненных вытяжкой сталей классов А-IIIв и А-IIв.

2. В конструкциях, находящихся в условиях агрессивной среды, арматурные пряди и канаты должны состоять из проволок диаметром не менее 2,5 *мм*. В конструкциях 3-й категории трещиностойкости, работающих в условиях агрессивной среды (при условии защиты их специальными мероприятиями), диаметр обыкновенной арматурной проволоки должен быть не менее 4 *мм*.

3. В железобетонных конструкциях, подвергающихся действию многократно повторяющейся нагрузки и рассчитываемых по выносливости, применение термически упрочненной арматуры не допускается.

Таблица 1.9. **Виды арматурной стали, применяемой для ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций**

Следует преимущественно применять	Допускается применять	Не допускается применять
Горячекатаную арматурную сталь класса А-III	Горячекатаную арматурную сталь классов А-I и А-II для поперечной арматуры линейных элементов, для конструктивной и монтажной арматуры, а также в случаях, когда другие виды арматуры не допускаются	Высокопрочную арматурную проволоку классов В-II и Вр-II
Холоднотянутую обыкновенную арматурную проволоку гладкую диаметром 3—5,5 *мм* класса В-I только в сварных каркасах и сетках	Упрочненную вытяжкой арматурную сталь класса А-IIв для продольной растянутой арматуры Обыкновенную арматурную проволоку: диаметром 3—5,5 *мм* класса В-I — для вязаных хомутов балок высотой до 400 *мм* и колонн; диаметром 6—8 *мм* — только в сварных каркасах и сетках. Горячекатаную арматурную сталь классов А-IV, А-V, упрочненную вытяжкой сталь класса А-IIIв и термически упрочненную сталь классов Ат-IV и Ат-V — только для продольной растянутой арматуры вязаных каркасов и сеток. При этом должны быть предусмотрены мероприятия, обеспечивающие анкеровку концов стержней, как для напрягаемой арматуры	Арматурные пряди и канаты классов П и К Термически упрочненную сталь класса Ат-VI

Примечания: 1. Для изготовления подъемных петель в сборных бетонных и железобетонных конструкциях должна применяться сталь класса А-I марок ВМСт. 3сп, ВКСт. 3сп, ВМСт. 3пс, ВКСт. 3пс — если монтаж возможен при температуре не ниже —40° С; только ВМСт. 3сп, ВКСт. 3сп — если монтаж возможен при температуре ниже —40° С.

2. Для изготовления подъемных петель взамен стали марок ВМСт. 3сп и ВКСт. 3сп допускается применение стали класса А-II марки 10ГТ с соответствующим перерасчетом площади сечения стержней.

3. В конструкциях, работающих в условиях агрессивной среды, при условии защиты их специальными мероприятиями, диаметр обыкновенной арматурной проволоки должен быть не менее 4 *мм*.

новых марок, изменением (повышением) их технико-экономической эффективности, а также по мере детального изучения свойств различных марок стали.

Сталь периодического профиля не рекомендуется применять в качестве монтажной арматуры, а также в случаях, когда этот вид арматуры не дает экономии металла по сравнению с гладкой арматурой.

Ненапрягаемую арматуру из горячекатаной стали классов А-I, А-II и А-III при диаметре стержней до 40 *мм* рекомендуется, а при большем диаметре — обязательно применять в виде сварных сеток и каркасов; холоднотянутую арматуру допускается применять только в виде сварных сеток и каркасов, а в виде отдельных стержней — только для хомутов и монтажной арматуры вязаных каркасов.

В конструкциях с ненапрягаемой арматурой, к которым предъявляется требование водонепроницаемости, следует преимущественно применять сталь классов А-I и А-II. При соответствующем обосновании допускается применение стали класса А-III и холоднотянутой арматурной проволоки класса В-I диаметром не менее 5 *мм* в сварных сетках и каркасах. Применение других видов стали в указанных конструкциях не допускается.

Применение стали класса А-I диаметром 5—10 *мм* может оказаться рациональным в отдельных случаях, когда из-за стесненной высоты сечения

Таблица 1.10. **Применение арматурной стали в зависимости от условий эксплуатации железобетонных конструкций**

Арматурная сталь			Применение стали в конструкциях при нагрузках							
			статических				динамических и многократно повторяющихся			
Наименование и класс	Марка	Диаметр стержня, *мм*	в отапливаемых помещениях	на открытом воздухе или в неотапливаемых помещениях при расчетной температуре, *град* С			в отапливаемых помещениях	на открытом воздухе или в неотапливаемых помещениях при расчетной температуре *град.* С		
				выше − 30	от − 30 до − 40	ниже − 40		выше − 30	от − 30 до − 40	ниже − 40
Сталь горячекатаная круглая гладкая класса А-I	Ст.3сп	6—40	+	+	+	+	+	+	−	−
	Ст.3пс		+	+	+	−	+	+	−	−
	Ст.3кп		+	+	−	−	+	+	−	−
	ВМ Ст.3сп, ВК Ст.3сп		+	+	+	+	+	+	+	+
	ВМ Ст.3пс, ВК Ст.3пс		+	+	+	−	+	+	+	−
	ВМ Ст.3кп, ВК Ст.3кп		+	+	−	−	+	+	−	−
Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-II	Ст.5сп (мартеновская и конверторная)	10—40	+	+	+	+ *	+	+	+ *	−
	Ст.5пс (мартеновская)	10—16	+	+	+	+ *	+	+	+ *	−
	Ст.5пс (мартеновская)	18—40	+	+	−	−	+	+ *	−	−
	Ст.5пс (конверторная)	10—40	+	+	−	−	+	+ *	−	−
	18Г2С	40—90	+	+	+	+	+	+	+	+
	10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+	+	+
Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-III	25Г2С	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+ *
	35ГС	6—40	+	+	+	+ *	+	+	+ *	−
	18Г2С	6—9	+	+	+	+	+	+	+	+
Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-IV	20ХГ2Ц	10—32	+	+	+	+ **	+	+	+	+ **
	20ХГСТ	10—18	+	+	−	−	+	+	−	−
	80С	10—18	+	+	−	−	+	−	−	−
Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-V	23Х2Г2Т	10—18	+	+	+	+	+	+	+	+
							См. примечание п. 4			

Упрочненная вытяжкой арматурная сталь класса А-IIв	Ст.5сп (мартеновская и конверторная)	10—40	+	+	—	—	+	+ *	—	—
	Ст.5пс (мартеновская и конверторная)	10—40	+	—	—	—	—	—	—	—
	18Г2С	40—90	+	+	+	—	+	+	—	—
Упрочненная вытяжкой арматурная сталь класса А-IIIв	25Г2С	6—40	+	+	+	—	+	+	—	—
	35ГС	6—40	+	+	—	—	+	—	—	—
Термически упрочненная арматурная сталь периодического профиля классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI		10—25	+	+	+	+	— См. примечание п. 5	—	—	—
Холоднотянутая обыкновенная арматурная проволока гладкая класса В-I и сварные сетки из нее		3—8	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная гладкая арматурная проволока класса В-II		3—8	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II		3—8	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные пряди класса П			+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные канаты (тросы) класса К			+	+	+	+	+	+	+	+

Примечания: 1. Расчетные зимние температуры наружного воздуха устанавливаются по наиболее холодной пятидневке в зависимости от района строительства.

2. За динамические приняты такие нагрузки, воздействие которых в расчетах конструкций учитывается путем умножения статических нагрузок на коэффициент динамичности 1,1 и более.

3. Знак + (плюс) обозначает, что применение допускается, а знак — (минус) — не допускается.

4. Арматурную сталь не следует применять в случаях, когда требуется расчет конструкций по выносливости.

5. Термически упрочненную арматуру всех классов допускается применять в конструкциях, подвергающихся в процессе эксплуатации нагрузкам, оцениваемым коэффициентом динамичности 1,1, а при специальном обосновании — до 1,3.

* Арматурная сталь может применяться только в вязаных каркасах и сетках.

** Арматурную сталь диаметром стержней 20—32 *мм* при расчетной температуре —40° С и ниже следует применять в виде целых стержней мерной длины.

применение более эффективной арматуры приводит к недостаточной жесткости элемента.

Область применения различных видов арматурной стали в зависимости от температурных условий эксплуатации железобетонных конструкций и характера нагрузок приведена в табл. 1.10. Ограничения в применении отдельных видов стали для железобетонных конструкций, находящихся под непосредственным воздействием подвижной или вибрационной нагрузки при низких отрицательных температурах воздуха, на случаи, для которых исключается одновременное воздействие указанных факторов, можно не распространять.

Железобетонные конструкции, рассчитанные на постоянную эксплуатацию при положительных температурах и имеющие рабочую арматуру из стали, применение которой при низких температурах воздуха (—30° С и ниже) не допускается, в период воздействия низких температур при монтаже и после его окончания могут быть нагружены только статической нагрузкой, не превышающей 70% нормативной; динамические нагрузки в этом случае не допускаются.

Для конструкций, работающих в условиях агрессивной среды, при выборе вида, класса и марок стали, кроме указаний табл. 1.8—1.10, в зависимости от степени агрессивности среды, вида бетона, ширины раскрытия трещин, категории трещиностойкости конструкции и мероприятий по ее защите, необходимо дополнительно руководствоваться соответствующими нормативными документами (СНиП II-В.1—62*, приложение III, табл. 36*).

Для армирования железобетонных конструкций следует преимущественно применять сварные арматурные изделия в виде каркасов и сеток, изготовляемых при помощи контактной точечной сварки.

Применение сварных каркасов и сеток может оказаться нецелесообразным в конструкциях, подвергающихся действию значительных многократно повторяющихся нагрузок, где в сварных изделиях принимаются сниженные расчетные сопротивления арматуры (см. стр. 46 и табл. 1.30).

В этих случаях рекомендуется применять вязаные сетки и каркасы. Арматура в виде вязаных сеток и каркасов может оказаться целесообразной также в монолитных конструкциях сложной конфигурации, в плитах с большим числом отверстий различного размера и конфигурации при малой повторяемости арматурных изделий.

Применение арматуры в виде отдельных стержней не рекомендуется.

Соединения сборных железобетонных конструкций и крепление к ним других элементов зданий или оборудования в большинстве случаев осуществляются с помощью стальных закладных частей. Для закладных частей следует применять углеродистую сталь группы марок «сталь 3» по ГОСТ 380—60*. При выборе марок стали надлежит руководствоваться указаниями СНиП I-В.12—62 и СНиП II-В.3—62 по применению сталей в несущих стальных конструкциях, работающих в аналогичных условиях. Для закладных частей, не подвергающихся непосредственному воздействию подвижной или вибрационной нагрузок, при условии, что напряжения в основном металле и в металле сварных швов не превышают 0,75 расчетного сопротивления, допускается применять «сталь 3», поставляемую по группе Б (ГОСТ 380—60*).

Сортаменты арматурных сталей строятся по номинальным диаметрам стержней в *мм*. Номинальный диаметр стержневой арматуры соответствует:

для горячекатаной арматурной стали периодического профиля — номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения круглых гладких стержней;

для упрочненной вытяжкой арматурной стали — номинальному диаметру стержней арматурной стали до вытяжки;

для обыкновенной или высокопрочной проволоки периодического профиля — номинальному диаметру проволоки до придания ей периодического профиля;

для арматурных прядей, двухпрядных и многопрядных арматурных канатов — диаметру их описанных окружностей.

Сортамент стержневой арматуры гладкой и периодического профиля установлен единым (табл. 1.11). Для каждого класса стержневой арматуры установлены определенные диаметры стержней. Внешний вид стержневой арматуры периодического профиля изображен на рис. 1.13, *а*, *б*.

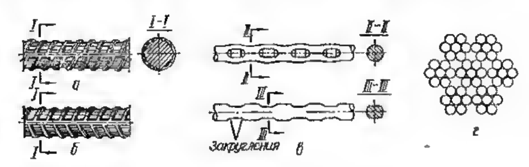


Рис. 1.13. Арматура для железобетонных конструкций:
а — горячекатаная арматура периодического профиля класса А-II; *б* — то же, классов А-III и А-IV; *в* — высокопрочная арматурная проволока периодического профиля; *г* — семипрядный канат класса К7 × 7, состоящий из семипроволочных прядей.

Сортамент арматурной проволоки приведен в табл. 1.12. Внешний вид высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля изображен на рис. 1.13, *в*.

Сортамент семипроволочных прядей класса П-7 приведен в табл. 1.13.

Сортамент многопрядных канатов, изготовляемых из светлой канатной проволоки, приведен в табл. 1.14. Сечение семипрядного каната класса К7 × 7, состоящего из семипроволочных прядей, показано на рис. 1.13, *г*.

В табл. 1.15 приведен сортамент двухпрядных канатов класса К2 × 7, изготавливаемых из светлой канатной проволоки.

В табл. 1.16 приведен сортамент сварных сеток заводского изготовления. Эти сетки (рис. 1.14) изготовляются из обыкновенной холоднотянутой арматурной проволоки (класса В-I) диаметром 3—7 *мм* по ГОСТ 6727—53 или из горячекатаной арматурной стали класса А-III диаметром 6—9 *мм* по ГОСТ 5781—61. По соглашению между заказчиком и заводом-изготовителем сетки могут изготовляться из стали класса А-I диаметром до 10 *мм* включительно и из стали новых видов.

Рис. 1.14. Сварные сетки заводского изготовления:
а — рулонная; *б* — плоская.

Сортамент содержит сетки с продольной рабочей арматурой, с поперечной рабочей арматурой и с арматурой, одинаковой в обоих направлениях. В зависимости от формы сетки могут быть рулонными и плоскими. Ширина *B* в осях крайних продольных стержней должна быть не более для рулонных сеток — 3500, для плоских — 2500 *мм*.

Длина плоских сеток *L* в осях крайних поперечных стержней не должна превышать 9 *м* (по соглашению между заказчиком и заводом-изготовителем может быть увеличена, но не более чем до 12 *м*, что оговаривается в заказе), длина рулонных сеток определяется весом рулона (в пределах 100—500 *кг*).

По соглашению между заказчиком и заводом-изготовителем можно изготовлять сетки, не предусмотренные сортаментом, при условии соблюдения следующих требований: ширина сетки *B* по осям крайних продольных

Таблица I. 11. **Сортамент горячекатаных арматурных стержней**

Номинальный диаметр, *мм*	Площадь поперечного сечения, *см*², при числе стержней									Вес 1 *м*, *кг*	Выпускаемые диаметры для сталей классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	+		+		
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	+		+		
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+		+		
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	+		+		
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	+	+	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+	+	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	+	+	+
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,06	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	+	+	+
18	2,545	5,09	7,53	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	+	+	+
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	+	+	+	+	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+	+	
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	+	+	+	+	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,89	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	+	+	+	+	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	+	+	+	+	
3	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	+	+	+		
40	12,566	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	9,865	+	+	+		
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,62	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49		+			
50	19,635	39,27	58,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72	15,41		+			
55	23,76	47,52	71,28	95,04	118,80	142,56	166,32	190,08	213,84	18,65		+			
60	28,27	56,54	84,81	113,08	141,35	169,62	197,89	226,16	254,48	22,19		+			
70	38,48	76,96	115,44	153,92	192,40	230,88	269,36	307,84	346,32	30,21		+			
80	50,27	100,55	150,81	201,08	251,35	301,62	351,90	402,16	452,43	39,46		+			
90	63,62	127,24	190,86	254,48	318,10	381,72	445,34	508,96	572,58	49,94		+			

Примечание. Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 *мм* поставляются в мотках, а диаметром от 10 *мм* и более — в прутках длиной 6—12 *м* или мерной длины, оговариваемой в заказах.

Таблица 1. 12. **Сортамент арматурной проволоки**

Номинальный диаметр, *мм*	Площадь поперечного сечения, *см²*, при числе стержней									Вес 1 *м*, *кг*	Выпускаемые диаметры	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		обыкновенной арматурной проволоки	высокопрочной арматурной проволоки
3,0	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055	+	+
3,5	0,096	0,19	0,29	0,38	0,48	0,58	0,67	0,77	0,85	0,075	+	
4,0	0,126	0,25	0,38	0,60	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,098	+	+
4,5	0,159	0,32	0,48	0,64	0,80	0,95	1,11	1,27	1,43	0,125	+	
5,0	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154	+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,66	1,90	2,14	0,188	+	
6,0	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	+	+
7,0	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	+	+
8,0	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+

Примечание. Арматурная проволока поставляется в мотках.

Таблица 1.13. **Сортамент стальных арматурных канатов 1 × 7 по ГОСТ 13840—68 (семипроволочных арматурных прядей класса П-7)**

Диаметр каната, *мм*		Номинальный диаметр проволоки каната, *мм*		Номинальная площадь сечения проволок каната, *см²*	Расчетный вес 1 *м* длины каната, *кг*, при шаге свивки	
условный	номинальный *D*	наружной	центральной		10*D*	16*D*
4,5	4,65	1,5	1,55	0,127	0,102	0,100
6,0	6,20	2,0	2,20	0,227	0,181	0,173
7,5	7,75	2,5	2,75	0,354	0,283	0,279
9,0	9,30	3,0	3,30	0,510	0,407	0,402
12,0	12,40	4,0	4,40	0,906	0,724	0,714
15,0	15,50	5,0	5,50	1,416	1,132	1,116

Таблица 1.14. **Сортамент многопрядных канатов**

Конструкция каната	Диаметр, *мм*			Площадь поперечного сечения, *см²*	Вес 1*м*, *кг*
	каната	отдельной проволоки			
		центральной	в слоях		
6×7 (1 + 6) + 1×7 (1 + 6) (по ГОСТ 3066—66)	13,0	1,50	1,40	0,7702	0,70
	14,0	1,60	1,50	0,8830	0,80
	15,0	1,70	1,60	1,0033	0,91
	15,5	1,80	1,70	1,1314	1,03
	16,5	1,90	1,80	1,2672	1,15
	18,5	2,10	2,00	1,5619	1,42
	20,0	2,30	2,20	1,8874	1,72
	22,0	2,50	2,40	2,2436	2,04
	24,0	2,80	2,60	2,6609	2,42
	26,0	3,00	2,80	3,0810	2,80
	27,5	3,20	3,00	3,5318	3,21
6×19 (1 + 6 + 12) + 1×19 (1 + 6 + 12) (по ГОСТ 3067—66)	21,5	1,50	1,40	2,0633	1,85
	23,0	1,50	1,50	2,3674	2,13
	24,5	1,70	1,50	2,6922	2,42
	26,0	1,80	1,70	3,0381	2,73
	27,5	1,90	1,80	3,4048	3,06
	30,5	2,10	2,00	4,2007	3,77
	33,5	2,30	2,20	5,0805	4,56
	36,5	2,50	2,40	6,0437	5,43
	39,5	2,80	2,50	7,1206	6,39
	42,5	3,00	2,80	8,2532	7,41
	45,5	3,20	3,00	9,4694	8,50
	48,5	3,40	3,20	10,7691	9,66
	54,5	3,80	3,50	13,6194	12,25
	57,5	4,00	3,80	15,1693	13,60
6×37 (1 + 6 + 12 + 18) + + 1×37 (1 + 6 + 12 + 18) (по ГОСТ 3068—66)	30,0	1,50	1,40	4,0030	3,55
	32,0	1,50	1,50	4,5941	4,08
	34,0	1,70	1,60	5,2256	4,64
	36,0	1,80	1,70	5,8960	5,23
	38,0	1,90	1,80	6,6111	5,87
	42,5	2,10	2,00	8,1590	7,24
	46,5	2,30	2,20	9,8701	8,76
	51,0	2,50	2,40	11,7438	10,45
	55,0	2,80	2,60	13,8102	12,25
	59,5	3,00	2,80	16,0117	14,20
	63,5	3,20	3,00	18,3758	16,30
	68,0	3,40	3,20	20,9026	18,55
	76,0	3,60	3,40	22,9508	20,40

Примечания: 1. Приведенный сортамент включает канаты из светлой проволоки с временным сопротивлением разрыву 180 *кг/мм²*, имеющие наибольшее применение в строительных конструкциях.

2. Обозначение конструкции каната приведено в соответствии с ГОСТами. Числа в скобках означают расшифровку числа, стоящего перед скобкой; например 7 (1 + 6) означает, что общее число прядей 7; из них одна — центральная и 6 — вокруг нее.

стержней должна быть не более 3750 *мм*; шаги стержней l и l_1 должны быть не более 500 *мм*; диаметры всех продольных стержней должны быть одинаковыми и не превышать для рулонных сеток 7 *мм* (для сеток из стали класса A-III — 6 *мм*), для плоских — 9 *мм*; диаметры поперечных стержней должны быть одинаковыми и не превышать 9 *мм*.

Расчетные площади сечения стержней и теоретический вес 1 *м* сеток приведены в табл. 1.17. Для удобства пользования в этой таблице указаны также направления рабочих стержней и их расчетные сопротивления.

Марки сеток содержат основной (преобладающий) шаг продольных стержней. Более подробные данные о расположении продольных стержней по ширине сетки приведены в табл. 1.18.

Таблица 1. 15. **Сортамент двухрядных канатов (по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 258—60)**

Конструкция каната	Диаметр каната, *мм*	Диаметр отдельных проволок, *мм*	Площадь поперечного сечения, *см²*	Вес 1 *м* *кг*
2×7	9	1,5	0,254	0,198
	12	2,0	0,452	0,352
	15	2,5	0,708	0,552
	18	3,0	1,018	0,794
2×19	15	1,5	0,680	0,537
	20	2,0	1,206	0,955
	25	2,5	1,886	1,500
	30	3,0	2,716	2,150

Таблица 1. 16. **Сортамент сварных арматурных сеток (по ГОСТ 8478—66)**

Марка сетки	Расстояние по осям между стержнями, *мм*		Диаметр стержня, *мм*		Ширина сетки по осям крайних стержней *B*, *мм*
	продольными t	поперечными t_1	продольного d	поперечного d_1	
200/250/3/3 150/250/3/3 200/250/4/3 150/250/4/3 200/250/5/4	200 150 200 150 200	250	3 3 4 4 5	3 3 3 3 4	900; 1100; 1400; 1500; 1700; 2300; 2500; 2700; 2900
150/250/6/4 100/250/6/4 150/250/9/5 100/250/9/5	150 100 150 100	250	6 6 9 9	4 4 5 5	900; 1100; 1500; 2300; 2500; 2700; 2900
250/200/3/4 250/150/3/4 250/150/4/5 250/200/4/8 250/150/5/9	250	200 150 150 200 150	3 3 4 4 5	4 4 5 8 9	900; 1100; 1300; 1700; 2300; 2900; 3500
200/200/3/3 150/150/3/3 100/100/3/3 200/200/5/5 100/100/5/5 150/150/7/7 100/100/7/7	200 150 100 200 100 150 100	200 150 100 200 100 150 100	3 3 3 5 5 7 7	3 3 3 5 5 7 7	1100; 1300; 1400; 1500; 1700; 2300; 2500; 2700; 2900; 3500
200/200/8/8 200/200/9/9 150/150/9/9 100/100/8/8 100/100/9/9	200 200 150 100 100	200 200 150 100 100	8 9 9 8 9	8 9 9 8 9	2300; 2500

Примечание. Обозначение t, t_1, d, d_1, B см. на рис. 1.14.

Таблица 1.17. **Расчетные площади сечения стержней и теоретический вес 1 *м* сварных сеток**

Марка сетки	Ширина сетки, *мм*											Расчетная площадь сечения поперечных стержней, *см²* на 1 *м*	Расчетное сопротивление рабочей арматуры R_a, *кг/см²*
	900	1100	1300	1400	1500	1700	2300	2500	2700	2900	3500		
Продольное направление рабочей арматуры													
200/250/3/3	0,43/0,54	0,50/0,64	—	0,57/0,76	0,64/0,84	0,71/0,94	0,92/1,24	0,99/1,33	1,07/1,44	1,14/1,54	—	0,28	3150
150/250/3/3	0,50/0,60	0,57/0,70	—	0,71/0,87	0,78/0,95	0,85/1,05	1,14/1,41	1,28/1,56	1,35/1,66	1,42/1,76	—	0,28	
200/250/4/3	0,76/0,80	0,88/0,94	—	1,01/1,11	1,13/1,22	1,26/1,37	1,64/1,81	1,76/1,94	1,89/2,09	2,02/2,23	—	0,28	
150/250/4/3	0,88/0,89	1,01/1,04	—	1,26/1,30	1,39/1,43	1,51/1,57	2,02/2,10	2,27/2,34	2,39/2,48	2,52/2,62	—	0,28	
200/250/5/4	1,18/1,30	1,37/1,52	—	1,57/1,80	1,76/1,99	1,96/2,22	2,55/2,92	2,74/3,15	2,94/3,38	3,14/3,62	—	0,50	
150/250/6/4	1,98/1,92	2,26/2,22	—	—	3,11/3,05	—	4,53/4,47	5,09/4,99	5,38/5,30	5,66/5,60	—	0,50	2500
100/250/6/4	2,83/2,59	3,40/3,12	—	—	4,53/4,16	—	6,79/6,25	7,36/6,77	7,92/7,29	8,49/7,82	—	0,50	
150/250/9/5	4,45/4,07	5,09/4,69	—	—	7,00/6,44	—	10,18/9,43	11,45/10,54	12,08/11,16	12,72/11,78	—	0,78	
100/250/9/5	6,36/5,57	7,53/6,69	—	—	10,18/8,93	—	15,26/13,42	16,54/14,54	17,81/15,66	19,08/16,78	—	0,78	
Поперечное направление рабочей арматуры													
250/200/3/4	0,36/0,75	0,43/0,90	0,43/1,00	—	—	0,57/1,31	0,78/1,77	—	—	0,99/2,23	1,14/2,65	0,63	3150
250/150/3/4	0,36/0,90	0,43/1,09	0,43/1,22	—	—	0,57/1,59	0,78/2,16	—	—	0,99/2,72	1,14/3,23	0,84	
250/150/4/5	0,63/1,46	0,76/1,77	0,76/1,98		—	1,01/2,58	1,39/3,50	—	—	1,76/4,40	2,02/5,23	1,31	

250/200/4/8	0,63/2,36	0,76/2,85	0,76/3,25	—	—	1,01/4,23	1,39/5,72	—	—	1,76/7,20	2,02/8,59	2,52	2500
250/150/5/9	0,98/3,90	1,18/4,72	1,18/5,39	—	—	1,57/7,03	2,16/9,48	—	—	2,74/11,94	3,14/14,25	4,24	
Рабочая арматура, одинаковая в обоих направлениях													
200/200/3/3	—	0,50/0,71	0,57/0,82	0,57/0,86	0,64/0,93	0,71/1,05	0,92/1,38	0,99/1,49	1,07/1,62	1,14/1,73	1,35/2,06	0,36	3150
150/150/3/3	—	0,57/0,87	0,71/1,05	0,71/1,09	0,78/1,18	0,85/1,31	1,14/1,76	1,28/1,94	1,35/2,07	1,42/2,20	1,70/2,64	0,47	
100/100/3/3	—	0,85/1,30	0,99/1,52	1,07/1,64	1,14/1,75	1,28/1,98	1,70/2,64	1,85/2,87	1,99/3,09	2,13/3,31	2,56/3,98	0,71	
200/200/5/5	—	1,37/1,95	1,57/2,26	1,57/2,34	1,76/2,57	1,96/2,88	2,55/3,80	2,74/4,11	2,94/4,42	3,14/4,73	3,72/5,64	0,98	
100/100/5/5	—	2,35/3,60	2,74/4,22	2,94/4,52	3,14/4,84	3,53/5,45	4,70/7,29	5,10/7,91	5,49/8,53	5,88/9,14	7,06/10,99	1,96	
150/150/7/7	—	3,08/4,72	3,85/5,72	3,85/5,93	4,24/6,44	4,62/7,14	6,16/9,55	6,93/10,57	7,32/11,27	7,70/11,98	9,24/14,40	2,57	2500
100/100/7/7	—	4,62/7,07	5,39/8,28	5,78/8,89	6,16/9,49	6,93/10,70	9,24/14,33	10,01/15,54	10,78/16,74	11,55/17,95	13,86/21,58	3,85	
200/200/8/8	—	—	—	—	—	—	6,54/9,77	7,04/10,55	—	—	—	2,52	
200/200/9/9	—	—	—	—	—	—	8,27/12,33	8,90/13,33	—	—	—	3,18	
150/150/9/9	—	—	—	—	—	—	10,18/15,78	11,45/17,44	—	—	—	4,24	
100/100/8/6	—	—	—	—	—	—	12,07/18,71	13,08/20,30	—	—	—	6,03	
100/100/9/9	—	—	—	—	—	—	15,26/23,66	16,54/25,66	—	—	—	6,36	

Примечание. В числителе дроби приведена расчетная площадь сечения всех продольных стержней в $см^2$, в знаменателе — теоретический вес 1 *м* сетки в *кг*.

Таблица 1.18. **Количество продольных стержней в сетке, шт. (в числителе), и разбивка ширины сетки B на количество шагов (в знаменателе)**

Ширина сетки, мм	Основной шаг t, мм			
	100	150	200	250
900	10 / 100×9	7 / 150×6	6 / 150+200×3+150	5 / 200+250×2+200
1100	12 / 100×11	8 / 150×3+200+150×3	7 / 150+200×4+150	6 / 250×2+100+250×2
1300	14 / 100×13	10 / 150×4+100+150×4	8 / 150+200×5+150	6 / 250×2+300+250×2
1400	15 / 100×14	10 / 150×4+200+150×4	8 / 200×7	—
1500	16 / 100×15	11 / 150×10	9 / 150+200×6+150	—
1700	18 / 100×17	12 / 150×5+200+150×5	10 / 150+200×7+150	8 / 250×3+200+250×3
2300	24 / 100×23	16 / 150×7+200+150×7	13 / 150+200×10+150	11 / 150+250×8+150
2500	26 / 100×25	18 / 150×8+100+150×8	14 / 200×6+100+200×6	—
2700	28 / 100×27	19 / 150×18	15 / 150+200×12+150	—
2900	30 / 100×29	20 / 150×9+200+150×9	16 / 200×7+100+200×7	14 / 150+250×4+200×3+250×4+150
3500	36 / 100×35	24 / 150×11+200+150×11	19 / 150+200×16+150	16 / 150+250×6+200+250×6+150

НОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

Бетон

Нормативные сопротивления бетона (пределы прочности по осевому сжатию, сжатию при изгибе и осевому растяжению) должны приниматься по табл. 1.19.

Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б$ следует принимать по табл. 1.20. За начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении принимают отношение нормального напряжения в бетоне σ к его относительной деформации ε при величине напряжения $\sigma \leqslant 0{,}2\,R^{н}_{пр}$.

Модуль сдвига для бетона при отсутствии опытных данных допускается принимать $G_б = 0{,}4\,E_б$.

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона μ при отсутствии опытных данных может приниматься равным: 0,15 — для тяжелого и легкого бетонов в упругой стадии работы; 0,20 — для ячеистого бетона в упругой стадии работы; 0 — в стадии разрушения.

Коэффициент линейного расширения бетона и железобетона α при охлаждении, а также при нагреве от 0 до 100° С принимается равным 0,00001 для тяжелого и легкого бетонов и 0,000008 — для ячеистого. При наличии опытных данных для бетона, изготовленного из тех же материалов, того же состава и теми же методами, что и бетон, применяемый в конструкции, разрешается принимать значения коэффициента линейного расширения в соответствии с опытными данными.

Таблица 1.19. **Нормативные сопротивления бетона** (*кг/см²*)

Вид напряженного состояния	Обозначение	Проектные марки бетонов по прочности на сжатие										
		35	50	75	100	150	200	250	300	400	500	600
		Проектные марки бетона по прочности на растяжение										
		—	—	—	Р11	Р15	Р18	Р20	Р23	Р27	Р31	Р35
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R^н_{пр}$	28	40	50	80	115	145	175	210	280	350	420
Сжатие при изгибе	$R^н_и$	35	50	75	100	140	180	215	260	350	440	520
Растяжение	$R^н_р$	5	6	8	10	13	16	18	21	25	28	30

Примечания: 1. Для бетонов на глиноземистом цементе значения нормативных сопротивлений бетона растяжению $R^н_р$ умножаются на коэффициент 0,7.

2. Для легких бетонов на пористом крупном и мелком заполнителях при наличии обоснованных экспериментальных данных значения нормативных сопротивлений бетона растяжению $R^н_р$ разрешается принимать выше значений, приведенных в данной таблице, но не более чем на 25%.

3. Для тяжелых бетонов при установлении марки их по прочности на растяжение и удовлетворении этими бетонами требований, предъявляемых к гидротехническому бетону, разрешается принимать значения нормативных сопротивлений бетона растяжению $R^н_р$, равными их проектной марке по прочности на растяжение.

4. При расчете конструкций, в которых прочность бетона не достигла проектной марки, нормативные сопротивления бетона определяются интерполяцией.

5. Для легких бетонов проектной марки 350 значения нормативных сопротивлений определяются интерполяцией.

6. Для легких бетонов проектных марок 200 и выше, приготовленных на естественных пористых заполнителях вулканического происхождения, значения нормативных сопротивлений бетона растяжению $R^н_р$ принимаются по данной таблице с коэффициентами: 0,8 — для бетонов проектных марок 200 и 250; 0,7 — для бетонов проектных марок 300 и 350; 0,65 — для бетонов проектной марки 400.

7. Для поризованных легких бетонов, а также бетонов, приготовленных с применением вспученного перлитового песка, значения нормативных сопротивлений бетона растяжению $R^н_р$ принимаются по данной таблице с коэффициентом 0,8.

Таблица 1.20. **Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении** $E_б$ (*кг/см²*)

Проектная марка бетона по прочности на сжатие	Тяжелый бетон (кроме крупнопористого)		Силикатный	Легкий бетон (кроме крупнопористого) на крупном и мелком заполнителе			
	обычный	на мелком заполнителе с расходом цемента 500 кг/м³ и более		искусственном		естественном	
				Объемный вес крупного заполнителя, кг/м³			
				>700	300—700	>700	300—700
1	2	3	4	5	6	7	8
35	—	—	—	50 000	35 000		30 000
50	—	—	—	70 000	50 000		40 000
75	—	—	—	95 000	65 000		50 000
100	190 000	140 000	—	110 000	80 000		65 000
150	230 000	170 000	110 000	130 000	100 000		80 000
200	265 000	200 000	135 000	150 000	115 000		95 000
250	—	—	160 000	165 000	125 000		—
300	315 000	235 000	185 000	180 000	135 000		—
400	350 000	255 000	210 000	200 000	150 000	—	—
500	370 000	285 000	—	—	—		—
600	380 000	300 000	—	—	—		—

Примечания: 1. Если легкий бетон применяется в конструкциях, для которых невыгодно повышение модуля упругости бетона, значения его определяются по графам 5—8 с коэффициентом 1,3.

2. Для легких бетонов значения начальных модулей упругости в следующих случаях допускается принимать:

если в качестве мелкого заполнителя применяется кварцевый песок — по табл. 1.20 с коэффициентом 1,3;

если бетон подвергается автоклавной обработке или в нем применяется крупный заполнитель объемным весом менее 300 *кг/м³* — по экспериментальным данным;

если применяется крупный заполнитель объемным весом более 1000 *кг/м³* при наличии экспериментальных данных — увеличенными против значений, указанных в табл. 1.20;

если применяется естественный крупный и мелкий заполнители из вулканического туфа или пемзы — по табл. 1.20, как для легких бетонов на искусственном крупном и мелком заполнителях соответствующих объемных весов; при этом для бетонов проектных марок 250—400 значения $E_б$ следует принимать с коэффициентом 0,9;

если применяются естественные крупный и мелкий заполнители из известняков-ракушечников, то при объемном весе крупного заполнителя $\gamma > 700$ *кг/м³* — по табл. 1.20. как для легких бетонов на искусственном крупном (при $\gamma > 700$ *кг/м³*) и мелком заполнителях, а при объемном весе крупного заполнителя $300 < \gamma < 700$ *кг/м³* — по табл. 1.20 по соответствующей колонке для легкого бетона на естественном крупном и мелком заполнителях;

если по экспериментальным данным для легких бетонов на искусственных пористых заполнителях значение модуля упругости оказывается выше значений, приведенных в табл. 1.20, более чем на 15% — по табл. 1.20. с коэффициентом 1,15;

если применяются поризованные легкие бетоны — по табл. 1.20 с коэффициентом 0,75.

3. Значение начального модуля упругости для легких бетонов проектной марки 350 на искусственных заполнителях определяется интерполяцией.

Объемный вес бетона при расчете конструкций принимается согласно указаний СНиП I-В.3—62. Для железобетонных конструкций из тяжелого бетона объемный вес бетона рекомендуется принимать не выше 2400 *кг/м³*; применение более тяжелого бетона должно быть специально обосновано. Объемный вес железобетона при содержании арматуры 3% и менее может приниматься на 100 *кг* больше объемного веса примененного бетона, а при содержании арматуры более 3% должен определяться, как сумма весов бетона и арматуры на единицу объема железобетонной конструкции. Объемный вес бетона и железобетона на гравии или щебне из природного камня и кирпича приведен в табл. 1.21.

Таблица 1.21. **Объемный вес вибрированного бетона и железобетона**

Вид заполнителя	Объемный вес, *кг/м³*	
	бетона	железобетона
Гравий или щебень из природного камня	2400	2500
Кирпичный щебень	2000	2100

Объемный вес легкого железобетона ориентировочно составляет (*кг/м³*): 1500—1800 — на керамзите или шлаках; 1100—1500 — на пемзе или туфе.

Арматура

Нормативные сопротивления арматуры и модули упругости приведены в табл. 1.22 и 1.23.

Таблица 1. 22. **Нормативные сопротивления $R_а^н$ (*кг/см²*) и модули упругости $E_а$ (*кг/см²*) арматуры**

Вид арматуры	Нормативные сопротивления арматуры $R_а^н$ по наименьшему значению		Модули упругости арматуры $E_а$
	предела текучести при растяжении	временного сопротивления при растяжении	
Горячекатаная круглая из стали класса А-I, а также полосовая, угловая и фасонная сталь группы марок «сталь 3»	2400	—	2 100 000

Продолжение табл. 1.12.

Вид арматуры	Нормативные сопротивления арматуры $R_a^н$ по наименьшему значению		Модули упругости арматуры E_a
	предела текучести при растяжении	временного сопротивления при растяжении	
Горячекатаная периодического профиля из стали класса:			
А-II	3000	—	2 100 000
А-III	4000	—	2 000 000
А-IV	6000	—	2 000 000
А-V	8000	—	1 900 000
Горячекатаная периодического профиля, упрочненная вытяжкой с контролем заданного удлинения и напряжения или только удлинения класса:			
А-IIв	4500	—	2 100 000
А-IIIв	5500	—	2 000 000
Термически упрочненная арматурная сталь периодического профиля класса:			
Ат-IV	6000	—	1 900 000
Ат-V	8000	—	1 900 000
Ат-VI	10 000	—	1 900 000
Арматура из холоднотянутой обыкновенной проволоки класса В-I при применении в сварных сетках и каркасах диаметром:			
3—5,5 *мм* включительно	—	5500	1 800 000
6—8 *мм*	—	4500	1 800 000

Примечание. В качестве нормативного сопротивления арматуры следует принимать наименьшее нормированное значение ее сопротивления растяжению (предел текучести для «мягких» сталей или временное сопротивление растяжению для «твердых» сталей). «Мягкими» называются стали, имеющие явно выраженный предел текучести, а «твердыми» — не имеющие явно выраженного предела текучести.

Таблица 1.23. **Нормативные сопротивления $R_a^н$ и модули упругости E_a арматуры из высокопрочной проволоки, прядей и канатов**

Вид арматуры	Диаметр проволоки, *мм*	$R_a^н$, *кг/см²*	E_a, *кг/см²*
Проволока высокопрочная гладкая класса В-II (по ГОСТ 7348—63)	3	19 000	1 800 000
	4	18 000	
	5	17 000	
	6	16 000	
	7	15 000	
	8	14 000	
Проволока высокопрочная периодического профиля класса Вр-II (по ГОСТ 8480—63)	3	18 000	1 800 000
	4	17 000	
	5	16 000	
	6	15 000	
	7	14 000	
	8	13 000	
Семипроволочные арматурные пряди класса П7 (по ГОСТ 13840—68)	1,5	19 000	1 800 000
	2	18 000	
	2,5	18 000	
	3	17 000	
	4	16 000	
	5	15 000	
Стальные многопрядные канаты (тросы):			
класса К7×7 (по ГОСТ 3066—66)	От 1 до 3	17 000	1 500 000
класса К7×19 (по ГОСТ 3067—66)		16 000	
класса К7×37 (по ГОСТ 3068—66)		15 500	

Продолжение табл. 1.23

Вид арматуры	Диаметр проволоки, *мм*	$R^н_а$, *кг/см²*	$E_а$, *кг/см²*
Арматурные двухпрядные канаты классов К2×7 и К2×19 (по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 258—60)	1,5 2 2,5 3	20 000 19 000 19 000 18 000	1 800 000

Примечание. Нормативные сопротивления проволоки и семипроволочных прядей определены по значению наименьшего временного сопротивления при растяжении, а нормативные сопротивления стальных многопрядных канатов — по величине разрывного усилия каната в целом при значениях наименьшего временного сопротивления проволоки в канатах 1900 *кг/см²*; при применении в таких канатах проволок с другими значениями наименьшего временного сопротивления нормативные сопротивления канатов должны быть соответственно изменены.

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

Расчетные сопротивления бетона и арматуры определены (с округлением) как произведение нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты однородности и основные коэффициенты условий работы. Кроме того, в необходимых случаях учитываются дополнительные коэффициенты условий работы бетона и арматуры.

Бетон

Расчетные сопротивления бетона при расчете на прочность и по образованию или раскрытию трещин принимаются по табл. 1.24. В расчетные сопротивления бетона, приведенные в табл. 1.24, включены следующие значения коэффициентов условий работы бетона $m_б$:

при расчете прочности бетонных конструкций $m_б = 0{,}9$;

для сжатого бетона проектной марки 500 при расчете прочности железобетонных конструкций $m_б = 0{,}95$; то же, проектной марки 600 $m_б = 0{,}9$;

для растянутого бетона при расчете трещинообразования предварительно напряженных конструкций, а также при проверке необходимости расчета по раскрытию трещин железобетонных конструкций $m_б = 1{,}4$.

При расчете бетонных и железобетонных конструкций на прочность, а также по образованию или раскрытию трещин в случаях, указанных в табл. 1.25, расчетные сопротивления бетона, приведенные в табл. 1.24, должны приниматься с умножением на дополнительные коэффициенты условий работы $m_б$, учитываемые независимо один от другого. При расчете бетонных и железобетонных внецентренно сжатых элементов из всех видов легких бетонов расчетные сопротивления бетона сжатию ($R_и$ и $R_{пр}$) следует умножать на дополнительный коэффициент условий работы $m_б$, определяемый экспериментально. При отсутствии экспериментального обоснования коэффициент $m_б$ для легких бетонов допускается принимать по табл. 1.25.

При расчете конструкций на выносливость, а также по образованию трещин при многократно повторяющейся нагрузке расчетные сопротивления бетона $R_{пр}$, $R_и$ и $R_т$, определенные по табл. 1.24 с учетом коэффициентов условий работы (табл. 1.25), должны быть заменены соответственно расчетными сопротивлениями $R'_{пр}$, $R'_и$ и $R'_т$. Эти расчетные сопротивления вычисляются путем умножения $R_{пр}$, $R_и$ и $R_т$ на дополнительный коэффициент $k_{рб}$, принимаемый по табл. 1.26 в зависимости от характеристики цикла напряжений в бетоне.

$$\rho_б = \frac{\sigma_{б.мин}}{\sigma_{б.макс}},$$

где $\sigma_{б.мин}$ и $\sigma_{б.макс}$ — наименьшее и наибольшее значения напряжений в бетоне (сжатом или растянутом), возникающих при нормативных нагрузках.

Таблица 1.24. **Расчетные сопротивления бетона (*кг/см²*) при расчете конструкций на прочность и по образованию или раскрытию трещин**

Вид напряженного состояния	Обозначение расчетного сопротивления	Конструкции	Расчетные сопротивления бетона при проектной марке бетона по прочности на сжатие									
			35	50	75	100	150	200	300	400	500	600
			Проектная марка бетона по прочности на растяжение									
			—	—	—	Р11	Р15	Р18	Р23	Р27	Р31	Р35
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{пр}$	Железобетонные	14	20	30	44	65	80	130	170	200	230
		Бетонные	12,5	18	27	40	60	70	115	—	—	—
Сжатие при изгибе	$R_{и}$	Железобетонные	17,5	25	37	55	80	100	160	210	250	280
		Бетонные	16	22	33	50	70	90	140	—	—	—
Растяжение осевое	$R_{р}$	Железобетонные	2,3	2,7	3,6	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14	15
		Бетонные	2	2,4	3,2	4	5,2	6,4	9,5	—	—	—
Растяжение при расчете по образованию трещин	$R_{т}$	Железобетонные предварительно напряженные	3,2	3,8	5	6,3	8	10	14,5	17,5	19,5	21
Растяжение при проверке необходимости расчета по раскрытию трещин		Железобетонные										

Примечания: 1. Для отдельных мелких монолитных железобетонных сооружений при общем объеме бетона до 10 $м^3$ значения расчетных сопротивлений бетона должны приниматься как для бетонных конструкций.

2. Для легких бетонов проектной марки 250 и 350 значения расчетных сопротивлений определяются интерполяцией.

3. При необходимости проверки расчетом конструкций, в которых прочность бетона не достигла проектной марки (например, в момент распалубливания), значения расчетных сопротивлений бетона следует определять с учетом фактической прочности бетона путем интерполяции по табл. 1.24.

4. Для легких бетонов проектных марок 200 и выше, приготовленных на естественных пористых заполнителях вулканического происхождения, значения расчетных сопротивлений $R_р$ и $R_т$ принимаются по табл. 1.24 с коэффициентами: 0,8 — для бетонов проектных марок 200 и 250; 0,7 — для бетонов проектных марок 300 и 350; 0,65 — для бетонов проектной марки 400.

5. Для поризованных легких бетонов, а также бетонов, приготовленных с применением вспученного перлитового песка, значения расчетных сопротивлений бетона растяжению $R_р$ и $R_т$ принимаются по табл. 1.24 с коэффициентом 0,8.

Таблица 1.25. **Дополнительные коэффициенты условий работы бетона $m_б$**

Случаи учета дополнительных коэффициентов условий работы	$m_б$	Расчетные сопротивления бетона по табл. 1.24, к которым вводятся коэффициенты $m_б$
При проверке прочности в стадии предварительного обжатия бетона для сборных предварительно напряженных элементов	1,2	$R_{пр}$ и $R_{и}$
При установлении проектной марки бетона по растяжению и удовлетворении требований, относящихся к подбору состава и испытаниям гидротехнического бетона	1,1	$R_{р}$ и $R_{т}$
Для бетонов, приготовляемых на бетонных заводах или бетонных узлах с применением автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих при условии, что систематическим контролем коэффициента однородности бетона сжатию подтверждено соответствующее повышение его против значений, приведенных в табл. 30 СНиП II-В.1—62 *	1,1	$R_{пр}$ и $R_{и}$
Для бетонов на глиноземистом цементе	0,7	$R_{р}$ и $R_{т}$
При расчете прочности бетонных и железобетонных центрально и внецентренно сжатых элементов, бетонируемых в вертикальном положении (монолитных колонн и стен, сборных панелей, изготовляемых кассетным способом и т. п.)	0,85	$R_{пр}$ и $R_{и}$
При расчете прочности бетонных и железобетонных центрально и внецентренно сжатых элементов из всех видов легких бетонов на искусственных пористых заполнителях (при отсутствии экспериментальных данных)	0,8	$R_{пр}$ и $R_{и}$
То же, на естественных пористых заполнителях	0,6	$R_{пр}$ и $R_{и}$
При расчете прочности монолитных бетонных столбов сечением менее 35×35 *см*, а также монолитных железобетонных колонн с большей стороной сечения менее 30 *см*	0,85	$R_{пр}$ и $R_{и}$
При расчете прочности стеновых панелей для простенков с площадью сечения менее 0,1 $м^2$	0,8	$R_{пр}$ и $R_{и}$
При расчете отдельных мелких монолитных железобетонных сооружений при общем объеме бетона до 10 $м^3$	0,9	$R_{пр}$, $R_{и}$, $R_{р}$ и $R_{т}$

Примечание. Дополнительные коэффициенты условий работы к расчетным сопротивлениям бетона $R_{пр}$ и $R_{и}$ при расчете несущей способности бетонных и железобетонных элементов, эксплуатируемых при температуре минус 40° С и ниже, принимаются по СНиП II-В.1—62 *, приложение IV, табл. 39.

Таблица 1.26. **Коэффициенты $k_{рб}$ для определения расчетных сопротивлений бетона при расчете на выносливость и по образованию трещин при многократно повторяющихся нагрузках**

$\rho_б$	<0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$k_{рб}$	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

Примечание. Коэффициенты $k_{рб}$ назначены с учетом повышения прочности бетона к тому времени, когда число повторений (циклов) нагрузки окажется настолько велико, что потребуется проверка выносливости конструкций.

Это повышение прочности принято для бетона (проц.): проектной марки 150 — на 40; марки 600 — на 20; промежуточных проектных марок — по линейной интерполяции.

Если условия, в которых эксплуатируется конструкция, или технология ее изготовления не обеспечивают указанного прироста прочности, значения коэффициентов $k_{рб}$ должны быть соответственно снижены.

Арматура

Расчетные сопротивления арматуры при расчете на прочность принимаются по табл. 1.27 и 1.28. В расчетные сопротивления арматуры, приведенные в табл. 1.27 и 1.28 включены следующие значения основных коэффициентов условий работы арматуры $m_а$, учитываемые независимо друг от друга:

для арматуры, указанной в п. 1—3 табл. 1.28,— 0,8;

для арматуры, указанной в п. 11 табл. 1.27 (применяемой в сварных сетках и каркасах) и в п. 4 табл. 1.28,—0,7;

для упрочненной вытяжкой растянутой арматуры, указанной в п. 6 и 7 табл. 1.27,— 0,9;

для термически упрочненной растянутой арматуры, указанной в п. 10 табл. 1.27,— 0,95;

при расчете элементов на поперечную силу для поперечной и отогнутой арматуры из холоднотянутой обыкновенной проволоки, применяемой в сварных сетках и каркасах,— 0,7;

то же, из других видов арматуры,— 0,8.

Таблица 1.27. **Расчётные сопротивления арматуры при расчете на прочность (*кг/см²*)**

№ п.п	Вид арматуры	Растянутая арматура: продольная, поперечная и отогнутая при расчете на изгиб по наклонному сечению $R_а$	Растянутая арматура: поперечная и отогнутая при расчете на поперечную силу $R_{а.х}$	Сжатая арматура $R_{а.с}$
1	Сталь горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I, а также полосовая, угловая и фасонная группы марок «сталь 3»	2100	1700	2100
2	Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-II	2700	2150	2700
3	То же, А-III	3400	2700	3400
4	» » А-IV	5100	4100	3600
5	» » А-V	6400	5100	3600
6	Сталь, упрочненная вытяжкой, класса А-IIв:			
	с контролем напряжений и удлинений	3700	3000	2700
	с контролем только удлинений, без контроля напряжений	3250	2600	2700
7	Сталь, упрочненная вытяжкой класса А-IIIв:			
	с контролем напряжений и удлинений	4500	3600	3400
	с контролем только удлинений, без контроля напряжений	4000	3200	3400
8	Термически упрочненная сталь периодического профиля класса Ат-IV	5100	4100	3600
9	То же, Ат-V	6400	5100	3500
10	» » Ат-VI	7600	6100	3600
11	Холоднотянутая обыкновенная проволока класса В-I (при применении в сварных сетках и каркасах) диаметром, *мм:*			
	3—5,5	3150	2200	3150
	6—8	2500	1750	2500

Примечания: 1. При применении обыкновенной арматурной проволоки (п. 11) для хомутов вязаных каркасов расчетное сопротивление проволоки принимается как для горячекатаной стали класса А-I (п. 1).

2. Для сжатой арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, $R_{а.с} = 0$.

3. Для термически упрочненной стали классов Ат-IV; Ат-V и Ат-VI и горячекатаной класса А-IV марки 80С расчетное сопротивление $R_{а.х}$ относится только к отогнутым стержням при расчете на поперечную силу.

4. При расчете на изгиб по наклонному сечению расчетное сопротивление принимается равным $R_{а.х}$ для отогнутой арматуры классов А-IV и А-V, Ат-IV, Ат-V и Ат-VI в местах перегиба, если отгиб осуществляется по дуге окружности радиуса не менее 15 диаметров напрягаемой арматуры, а угол наклона отгибов не превышает 30°.

Таблица 1.28. **Расчетные сопротивления высокопрочной арматурной проволоки, арматурных прядей и канатов (тросов) при расчете на прочность**

№ п.п	Вид арматуры	Диаметр проволоки, *мм*	Расчетное сопротивление арматуры, *кг/см²*: растянутой: продольной, поперечной и отогнутой при расчете на изгиб по наклонному сечению $R_а$	растянутой: поперечной и отогнутой при расчете на поперечную силу $R_{а.х}$	сжатой $R_{а.с}$
1	Проволока высокопрочная гладкая класса В-II (по ГОСТ 7348—63)	3 4 5 6 7 8	12 200 11 600 10 800 10 200 9600 8900	9700 9200 8600 8100 7600 7100	Для всех видов арматуры при наличии сцепления арматуры с бетоном $R_{а.с} = 3600$ *кг/см²*. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном $R_{а.с} = 0$
2	Проволока высокопрочная периодического профиля класса ВрII (по ГОСТ 8480—63)	3 4 5 6 7 8	11 500 10 800 10 200 9600 8600 8300	9200 8600 8100 7600 7100 6700	
3	Семипроволочные арматурные пряди класса П7 (по ГОСТ 13840—68)	1,5 2 2,5 3 4 5	12 200 11 500 11 500 10 800 10 200 9600	9700 9200 9200 8600 8100 7600	
4	Стальные многопрядные канаты (тросы):				
	класса К7×7 (по ГОСТ 3066—66)	1—3	9500	7600	
	класса К7×19 (по ГОСТ 3067—66)	1—3	9000	7200	
	класса К7×37 (по ГОСТ 3068—66)	1—3	8700	7000	
5	Арматурные двухпрядные канаты классов К2×7 и К2×19 (по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 258—60)	1,5 2 2,5 3	10 700 10 100 10 100 9500	8600 8100 8100 7600	

Примечания: 1. Расчетные сопротивления многопрядных стальных канатов (тросов) соответствуют значениям нормативных сопротивлений (наименьших временных сопротивлений) проволок в канатах 190 *кг/мм²*; при применении в канатах проволок с другими значениями наименьшего временного сопротивления расчетные сопротивления канатов должны быть соответственно изменены.

2. *Для* высокопрочной проволоки, прядей и канатов, отгибаемых на угол, больший 30°, вокруг штыря диаметром менее $8d$, расчетное сопротивление растянутой отогнутой арматуры в местах перегиба при расчете на изгиб по наклонному сечению $R_а$ следует принимать таким же, как при расчете на поперечную силу, т. е. равным $R_{а.х}$; при этом ослабление перегибом учитывается на участках длиной по 30 d в каждую сторону от перегиба (где d — диаметр проволоки, пряди или каната).

При расчете железобетонных конструкций на прочность в случаях, указанных в табл. 1.29, расчетные сопротивления арматуры, приведенные в табл. 1.27 и 1.28, должны приниматься с умножением на дополнительные коэффициенты условий работы $m_а$, учитываемые независимо один от другого.

Для конструкций из легкого бетона марок 100 и ниже дополнительные коэффициенты условий работы арматуры принимаются по специальным нормативным документам.

Таблица 1.29. **Дополнительные коэффициенты условий работы арматуры m_a**

№ п.п	Случаи учета дополнительных коэффициентов условий работы	m_a
1	Для растянутой (а также сжатой, имеющей сцепление с бетоном при $R_{a.c} < 3600$ *кг/см*^{2}) арматуры — п. 1; 2; 3 и 11 табл. 1.27 — элементов сборных конструкций, изготовляемых на заводах и специально оборудованных полигонах, при систематическом испытании арматуры на растяжение в соответствии с ГОСТ 5781—61 и ГОСТ 12004—67 и при условии, что во всех испытанных образцах горячекатаной арматурной стали (п. 1; 2 и 3 табл. 1.27) предел текучести не менее, чем на 10% превышает его нормативное значение, а во всех испытанных образцах арматурной проволоки (п. 11 табл. 1.27) временное сопротивление не ниже его наименьшего нормативного значения, принимая при этом $R_{a.c} \leqslant 3600$ *кг/см*^{2}	1,1
2	Для арматуры, свитой из двух высокопрочных проволок (см. п. 1 и 2 табл. 1.28)	0.95
3	В конструкциях с арматурой из высокопрочной проволоки (п. 1 и 2, табл. 1.28), расположенной в два и более рядов вплотную без зазора и без свивки, когда раствор или бетон не обволакивает всю поверхность проволоки (например, при применении пакетов, пучков, состоящих из четырех и более проволок, не заполненных внутри раствором, непрерывном армировании)	0,85
4	Для напрягаемой растянутой стержневой арматуры (п. 4; 5; 8 и 9 табл. 1.27) изгибаемых железобетонных элементов при относительной высоте сжатой зоны при:	
	$\xi \leqslant 0,1$	1,1
	$\xi = 0,3$	1,0
	$\xi = 0,4$	0,9

Примечания: 1. Значения ξ подсчитываются по расчетным сопротивлениям, приведенным в табл. 1.27.

2. Для промежуточных значений ξ (в интервале от 0,1 до 0,4) величина m_a определяется интерполяцией.

3. Дополнительный коэффициент условий работы, указанный в п. 4 для арматуры конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде или рассчитываемых на выносливость, не учитывается.

4. Дополнительный коэффициент условий работы, указанный в п. 4, при значении его > 1 для арматуры элементов, имеющих соотношение $h/l < 1/30$, допускается учитывать только при экспериментальном обосновании.

Таблица 1.30. **Коэффициенты $k_{\rho a}$ для определения расчетных сопротивлений арматуры при расчете железобетонных конструкций на выносливость**

Вид арматуры	Значения $k_{\rho a}$ при ρ_a								
	−1	−0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
Горячекатаная:									
класса А-I	0,45	0,7	0,8	0,85	1	1	1	1	1
класса А-II	0,4	0,58	0,65	0,72	0,84	1	1	1	1
класса А-III	0,31	0,47	0,52	0,57	0,67	0,83	1	1	1
класса А-IV	—	—	—	—	0,37	0,72	0,90	1	1
Высокопрочная арматурная проволока:									
гладкая класса В-II	—	—	—	—	—	0,8	1	1	1
периодического профиля класса Вр-II	—	—	—	—	—	0,7	0,85	0.95	1

Примечания: Коэффициенты $k_{\rho a}$ при промежуточных значениях ρ_a определяются интерполяцией.

2. При $\rho_a < 0,7$ предварительно напряженные конструкции с арматурой из высокопрочной проволоки, подлежащие расчету на выносливость, допускаются при специальном обосновании.

3. Данные таблицы не распространяются на арматуру из прядей и канатов, для которых значения коэффициентов $k_{\rho a}$ должны быть специально обоснованы.

Таблица 1.31. **Коэффициенты k_c понижения расчетных сопротивлений стержневой арматуры со сварными соединениями при расчете железобетонных конструкций на выносливость**

Тип сварного соединения	Значения коэффициента k_c для горячекатаной стали класса	
	А-I группы марок «сталь 3»	А-II марки Ст.5 и А-III марок 25Г2С и 35ГС
Сварка контактным (без зачистки) или ванным способом на удлиненных накладках	0,9	0,8
Электродуговая сварка с парными накладками	0,8	0,65
Точечная контактная сварка пересекающихся стержней (в сварных каркасах и сетках)	0,75	0,75

Примечания: 1. Для стали класса А-II марки 10ГТ, имеющей сварные соединения, выполненные контактной сваркой (без зачистки) и ванной одноэлектродной сваркой (в гладкой форме) $k_c = 0,9$.

2. При других марках сталей и типах сварных соединений значения k_c должны приниматься на основании опытных данных.

Таблица 1.32. **Коэффициенты приведения n' для расчета на выносливость железобетонных конструкций**

Бетон	Проектная марка бетона						
	150	200	250	300	350	400	500 и выше
Тяжелый	30	25	—	20	—	15	10
Легкий	55	50	45	40	35	30	—

Примечания: 1. При вычислении приведенных геометрических характеристик предварительно напряженного сечения элемента коэффициент приведения разрешается принимать равным $n = \frac{E_a}{E_б}$.

2. Для легких бетонов на естественных пористых заполнителях, а также на искусственных крупных и мелких заполнителях значения коэффициента приведения n' принимаются по опытным данным.

3. Применение шлакопемзобетона для железобетонных конструкций, рассчитываемых на выносливость, допускается только при наличии достаточных экспериментальных данных.

4. Применение для железобетонных конструкций, рассчитываемых на выносливость, перлитобетона на кварцевом песке, а также легких бетонов со вспученными перлитовыми песками и поризованных легких бетонов не допускается.

5. Для легких бетонов на естественных пористых заполнителях, а также на искусственных крупных и мелких заполнителях значения коэффициента приведения n' принимаются по опытным данным.

При расчете на выносливость расчетные сопротивления растянутой стержневой и проволочной арматуры R_a, определенные по табл. 1.27 и 1.28, должны быть заменены расчетным сопротивлением R'_a, вычисляемым путем умножения R_a на коэффициент k_{pa}, принимаемый по табл. 1.30, в зависимости от характеристики цикла напряжений в арматуре

$$\rho_a = \frac{\sigma_{a.мин}}{\sigma_{a.макс}},$$

где $\sigma_{a.мин}$ и $\sigma_{a.макс}$ — наименьшее и наибольшее значения напряжений в растянутой арматуре, возникающих при нормативных нагрузках.

Коэффициенты k_{pa}, приведенные в табл. 1.30 для стержневой арматуры, относятся только к арматуре, не имеющей приваренных стержней (хомутов) или сварных стыков различных типов, за исключением стыков, выполняемых контактной сваркой (оплавлением) с продольной механической зачисткой стыка заподлицо с поверхностью арматуры (без ребер). При сварке стержневой арматуры или приварке к ней стержней, анкеров, стальных закладных

деталей и т. п. расчетное сопротивление растянутой стержневой арматуры на выносливость $R_a^{'}$ должно быть уменьшено путем умножения на коэффициент k_c (табл. 1.31).

Отношение модуля упругости арматуры к условному модулю упругости бетона при многократном приложении нагрузки (коэффициент приведения)

$$n' = \frac{E_a}{E_б^{'}}$$

при расчете на выносливость железобетонных конструкций из тяжелого бетона следует принимать по табл. 1.32. Для конструкций из легких бетонов значения коэффициента n' должны приниматься по специальным инструкциям или обосновываться экспериментально.

ЛИТЕРАТУРА

СНиП I-А.1—62. Строительные материалы, изделия, конструкции и оборудование. Общая часть. М., Стройиздат, 1964.

СНиП I-А.3—62. Применение единой модульной системы при назначении размеров сборных конструкций и изделий. М., Госстройиздат, 1962.

СНиП I-А.4—62. Система допусков. Основные положения. М., Госстройиздат, 1962.

СНиП I-В.3—62. Бетоны на неорганических вяжущих и заполнителях. М., Госстройиздат, 1962.

СНиП I-В.4—62. Арматура для железобетонных конструкций. М., Госстройиздат, 1962. См. поправку, опубликованную в «Бюллетене строительной техники», № 2, 1966.

СНиП I-В.5—62. Железобетонные изделия. Общие указания. М., Госстройиздат, 1963.

СНиП I-В.5.1—62. Железобетонные изделия для зданий. М., Госстройиздат, 1963.

СНиП I-В.5.2—62. Железобетонные изделия для сооружений. М., Госстройиздат, 1963. См. поправку, опубликованную в «Бюллетене строительной техники», № 3, 1964.

СНиП I-В. 27—62. Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии. М., Стройиздат, 1964.

СНиП II-А.1—62. Нормы строительного проектирования. Общая часть. М., Госстройиздат, 1963.

СНиП II-А.2—62. Буквенные обозначения. М., Стройиздат, 1964.

СНиП II-А.3—62. Классификация зданий и сооружений. Основные положения проектирования. М., Госстройиздат, 1962.

СНиП II-А.4—62. Единая модульная система в строительстве. Основные положения проектирования. М., Госстройиздат, 1962.

СНиП II-А.11—62. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. М., Госстройиздат, 1962. См. изменения, опубликованные в «Бюллетене строительной техники», № 4, 1965 и № 5, 1969.

СНиП II-А.12—69. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования М., Стройиздат, 1970.

СНиП II-В.1—62*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М., Госстройиздат, 1970.

СНиП II-В.7—67. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. М., Стройиздат, 1967.

СН 262—67. Указания по проектированию антикоррозийной защиты строительных конструкций. М., Стройиздат, 1967.

СН 382—67. Указания по применению унифицированных нагрузок при проектировании типовых железобетонных конструкций для сборных перекрытий и покрытий зданий. М., Стройиздат, 1967.

СН 390—69. Указания по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры. М., Стройиздат, 1969.

СН 393—69. Указания по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1970.

Глава 2

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Бетонные конструкции рассчитывают по несущей способности (1-е предельное состояние) на прочность с учетом в необходимых случаях продольного изгиба и с проверкой устойчивости формы конструкции.

Железобетонные конструкции следует рассчитывать:

по несущей способности (1-е предельное состояние) — на прочность (с учетом в необходимых случаях продольного изгиба и с проверкой устойчивости формы конструкции) и на выносливость (для конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки, вызывающей значительный перепад напряжений в бетоне или в растянутой арматуре);

по деформациям (2-е предельное состояние) — для конструкций, величина деформаций (перемещений) которых может ограничить возможность их эксплуатации;

по образованию или раскрытию трещин (3-е предельное состояние) — для конструкций, в которых по условиям эксплуатации не допускается образование трещин или раскрытие их должно быть ограничено.

Кроме того, в необходимых случаях должна быть проверена устойчивость положения конструкции расчетом на опрокидывание и скольжение (подпорные стены, внецентренно нагруженные высокие фундаменты и т. п.) или на всплытие (заглубленные или подземные резервуары, насосные станции и т. п.).

Проверка заданного сечения по первому предельному состоянию (по несущей способности) состоит в том, что по заданным прочностным характеристикам материалов, размерам бетонного сечения и площади арматуры определяют (по соответствующим формулам 1-го расчетного предельного состояния) наименьшую возможную (предельную) несущую способность сечения элемента. Несущая способность сечения достаточна, если удовлетворяются неравенства типа

$$M \leqslant [M] \qquad (2.1)$$

или

$$N \leqslant [N], \qquad (2.2)$$

где M и N — расчетные (т. е. наибольшие возможные) изгибающие моменты (при изгибе) и продольное усилие (при центральном или внецентренном сжатии или растяжении);

$[M]$ и $[N]$ — предельные (наименьшие возможные) несущие способности сечения элемента, подвергающегося изгибу и центральному или внецентренному сжатию или растяжению.

Подбор сечений состоит в том, что из равенства типа

$$M = [M] \qquad (2.3)$$

или

$$N = [N] \qquad (2.4)$$

определяют размеры бетонного сечения и площадь арматуры. При этом надо задаваться прочностными характеристиками материалов и некоторыми из искомых величин (например, определять сечение арматуры, задаваясь размерами бетонного сечения).

В случае воздействия поперечной силы, крутящего момента и др. составляются выражения, аналогичные неравенствам (2.1), (2.2) или равенствам (2.3) и (2.4).

Бетонные и железобетонные конструкции должны быть рассчитаны по 1-му и 3-му предельным состояниям для всех тех стадий изготовления, транспор-

Таблица 2.1. **Предельные прогибы железобетонных элементов**

Наименование элемента	Предельный прогиб в долях пролета элемента
Подкрановые балки при кранах:	
ручных	$\frac{1}{500}$
электрических	$\frac{1}{600}$
Элементы перекрытий с плоскими потолками и элементы покрытий при пролетах:	
$l < 7$ *м*	$\frac{1}{200}$
$l \geqslant 7$ *м*	$\frac{1}{300}$
Элементы перекрытий с ребристыми потолками и элементы лестниц при пролетах:	
$l < 5$ *м*	$\frac{1}{200}$
5 *м* $\leqslant l < 7$ *м*	$\frac{1}{300}$
$l \geqslant 7$ *м*	$\frac{1}{400}$
Навесные стеновые панели при расчете из плоскости при пролетах:	
$l \leqslant 6$ *м*	$\frac{1}{200}$
$l > 6$ *м*	$\frac{1}{300}$*

* При ширине раскрытия трещин менее 0,3 *мм* допускается 1/250.

тирования, монтажа и эксплуатации, при которых может возникнуть опасность достижения конструкцией одного из указанных предельных состояний.

Железобетонные конструкции рассчитываются по 2-му предельному состоянию для стадии эксплуатации, а сборно-монолитные конструкции, кроме того,— для стадии монтажа. При этом должны учитываться остаточные деформации элементов, которые могут накопиться в период транспортирования, складирования и монтажа.

Прогибы элементов железобетонных конструкций при нормативных нагрузках, определенные с учетом (в необходимых случаях) длительного действия всей постоянной и части временной нагрузок, не должны превышать величин, приведенных в табл. 2.1.

Для конструкций, не предусмотренных табл. 2.1, а также, когда по условиям эксплуатации зданий или сооружений (например по технологическим требованиям) не могут быть допущены прогибы, указанные в таблице, предельные величины прогибов должны устанавливаться специальными нормативными документами или заданием на проектирование.

При выполнении железобетонных конструкций со строительным подъемом значения предельных прогибов могут увеличиваться на величину строительного подъема. При этом общий расчетный прогиб элемента должен составлять не более $^1/_{150}\, l$.

Предельные прогибы для консолей, отнесенные к вылету консоли, принимаются вдвое больше соответствующих прогибов, указанных в табл. 2.1.

Если в нижележащем помещении с гладким потолком поперек пролета элемента l расположены постоянные перегородки (не являющиеся опорами) с расстоянием между ними l_1, то прогиб элемента в пределах расстояния

Таблица 2.2. **Категории предварительно напряженных железобетонных конструкций по трещиностойкости и указания о необходимости расчета их по образованию трещин**

Категории конструкций по трещиностойкости	Необходимость расчета конструкций по образованию трещин
I категория	
Конструкции, к которым предъявляются требования непроницаемости (напорные трубы, резервуары и т. п.)	Расчет конструкций по образованию трещин необходим во всех случаях
II категория	
Конструкции, к которым требования непроницаемости не предъявляются, но которые: находятся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки и при этом подлежат расчету на выносливость, либо запроектированы с напрягаемой арматурой, имеющей нормативное сопротивление более 10 000 *кг/см*², либо находятся на открытом воздухе и работают на знакопеременную нагрузку	Расчет конструкций по образованию трещин требуется, однако если эти конструкции не подвергаются воздействию агрессивной среды и не подлежат расчету на выносливость, то для отдельных их зон расчет по образованию трещин может не производиться в следующих случаях: в наклонных сечениях изгибаемых элементов при выполнении поперечной и отогнутой арматуры из горячекатаной стали классов А-III и ниже или из обыкновенной арматурной проволоки; в нормальных сечениях элементов в зонах, испытывающих при эксплуатации конструкций сжатие, а при воздействии предварительного обжатия — растяжение, если продольная арматура в этих зонах выполнена из горячекатаной стали, а при сварных каркасах — и из обыкновенной арматурной проволоки; при этом площадь сечения арматуры в рассматриваемой зоне должна составлять не менее 0,1% всей площади сечения элемента. В конструкциях с напрягаемой арматурой из проволоки, пучков или прядей без анкеров расчет по образованию трещин для концевых участков элемента на длине зоны анкеровки является во всех случаях обязательным, за исключением отдельных участков при отпуске натяжения
III категория	
Все конструкции, кроме отнесенных к I и II категориям трещиностойкости	Расчет конструкций по образованию трещин требуется

Примечания: 1. Для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, категория трещиностойкости устанавливается в зависимости от степени агрессивности среды, вида арматурной стали и ее диаметра в соответствии с требованиями СНиП II-В.1—62*.

2. Для конструкций II категории трещиностойкости с напрягаемой стержневой арматурой при кратковременном действии нормативных редко повторяющихся нагрузок (опоры ЛЭП и т. п.) при специальном обосновании допускается кратковременное раскрытие трещин шириной не более 0,1 *мм*; в этом случае при воздействии постоянной нагрузки величина сжимающих напряжений на грани сечения с трещиной должна быть не менее 20 *кг/см*².

l_1 (отсчитываемый от линии, соединяющей верхние точки осей перегородок) может быть допущен $1/200\ l_1$, однако при этом предельный прогиб всего элемента должен быть не более $1/150\ l$.

В случае ограничения общей деформации элемента по условиям эксплуатации (например для конструкций, по которым прокладываются рельсы, подкрановые балки и т. п.) полная величина его перемещения от положения при действии постоянной нагрузки с учетом усилия предварительного обжатия до положения при действии полной нагрузки не должна превышать допустимых значений, устанавливаемых специальными техническими условиями.

Расчет по образованию трещин производится для предварительно напряженных железобетонных конструкций, которые по предъявляемым к ним требованиям трещиностойкости подразделяются на три категории. В табл. 2.2 приведена классификация предварительно напряженных конструкций по категориям трещиностойкости и даны указания о необходи-

мости расчета по образованию трещин для конструкций каждой категории трещиностойкости.

Если предварительно напряженные железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия расчетных температур минус 40° С и ниже, рассчитываются на выносливость, либо относятся к I или II категориям трещиностойкости, появление растягивающих напряжений в бетоне сечений, нормальных к продольной оси элемента, не допускается. При этом усилия от ветровой нагрузки и торможения мостовых кранов следует учитывать с коэффициентом 0,5 (расчет выполняется по расчетным нагрузкам для конструкций I категории трещиностойкости и по нормативным нагрузкам — в остальных случаях).

Для элементов железобетонных конструкций, не подвергаемых предварительному напряжению, а также для предварительно напряженных элементов III категории трещиностойкости усилия, вызывающие появление трещин, определяются при вычислении деформаций и при расчете по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин должен производиться:

для железобетонных элементов, не подвергаемых предварительному напряжению;

для предварительно напряженных элементов III категории трещиностойкости;

для сечений и зон предварительно напряженных элементов II категории трещиностойкости, для которых не производится расчет по образованию трещин (см. табл. 2.2).

Допускается не проверять ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, в конструкциях, не находящихся в условиях агрессивной среды, либо под давлением сыпучих тел или жидкостей и не подлежащих расчету на выносливость, в которых в качестве рабочей арматуры применяется горячекатаная сталь классов А-I и А-II.

Ширину раскрытия наклонных трещин следует проверять во всех случаях, независимо от условий работы конструкции и типа применяемой арматуры.

Ширина раскрытия трещин (нормальных и наклонных к оси элемента) в железобетонных конструкциях должна быть не более:

0,1 *мм* — для элементов, находящихся под давлением жидкости и работающих на центральное или внецентренное растяжение, если все сечение элемента растянуто, при отсутствии специальных защитных мероприятий;

0,2 *мм* — для элементов, находящихся под давлением жидкости и работающих на изгиб и внецентренное сжатие, а также на внецентренное растяжение, если часть сечения сжата, и для элементов, находящихся под давлением сыпучих материалов, а также для всех элементов, армированных сталью классов А-V, Ат-IV и Ат-V;

0,3 *мм* — в остальных случаях.

Допускаемая ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах при специальных защитных мероприятиях, а также в условиях агрессивной среды должна устанавливаться по соответствующим нормативным документам.

Предельная величина раскрытия трещин может быть увеличена на 30% при расчете элементов на нагрузки, действующие в стадии транспортирования и монтажа.

Порядок учета нагрузок и воздействий при расчете бетонных и железобетонных конструкций по различным предельным состояниям как в стадии эксплуатации, так и в стадиях изготовления, хранения, транспортирования и монтажа приведен в табл. 2.3.

При проверке прочности и устойчивости конструкций зданий и сооружений в процессе их возведения коэффициенты перегрузки для всех нагрузок, кроме собственного веса, снижаются на 20%.

Таблица 2.3. **Порядок учета нагрузок и воздействий при расчете бетонных и железобетонных конструкций (в расчетах должны учитываться нагрузки и воздействия, возможные в стадии, для которой ведется расчет)**

Конструкции	Расчет конструкций в стадии	1-е предельное состояние, расчет на прочность	2-е предельное состояние, расчет по деформациям	3-е предельное состояние, расчет	
				по образованию трещин	по раскрытию трещин
Бетонные	Эксплуатации, изготовления, хранения, транспортирования, монтажа	На воздействие расчетных нагрузок	—	—	—
Железобетонные без предварительного напряжения	Эксплуатации, изготовления, хранения, транспортирования, монтажа		На воздействие нагрузок (с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности)	—	На воздействие нормативных нагрузок (с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности)
Железобетонные, предварительно напряженные	Эксплуатации	На воздействие расчетных нагрузок (с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности)	На воздействие нормативных нагрузок в сочетании с предварительным напряжением (с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности)	Для I категории трещиностойкости — на воздействие расчетных нагрузок; Для II категории трещиностойкости — на воздействие нормативных нагрузок; в сочетании с предварительным напряжением (с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности)	Для III и в отдельных случаях II (см. табл. 2.2) категорий трещиностойкости — на воздействие нормативных нагрузок (с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности) в сочетании с предварительным напряжением
	Изготовления, хранения, транспортирования, монтажа	На воздействие предварительного напряжения с учетом в необходимых случаях собственного веса и других нагрузок, действующих в рассматриваемой стадии, вводимых в расчет с коэффициентом перегрузки или динамичности	Расчет производится только для сборно-монолитных конструкций на воздействие нормативных нагрузок	Для I и II категорий трещиностойкости — на воздействие предварительного напряжения с учетом в необходимых случаях собственного веса и других нагрузок, действующих в рассматриваемой стадии, вводимых в расчет с коэффициентом перегрузки или динамичности	Для III и в отдельных случаях II (см. табл. 2.2) категорий трещиностойкости — на воздействие предварительного напряжения с учетом в необходимых случаях собственного веса и других нагрузок, действующих в рассматриваемой стадии и вводимых в расчет без коэффициента перегрузки или динамичности

Сборно-монолитные конструкции и их элементы должны рассчитываться по всем предельным состояниям для следующих двух стадий работы конструкции:

до приобретения дополнительно уложенным бетоном заданной прочности — на воздействие транспортных и монтажных нагрузок, веса свежеуложенного бетона и других нагрузок, возникающих в процессе возведения;

после приобретения дополнительно уложенным бетоном заданной прочности, т. е. при совместной работе его со сборными элементами в условиях эксплуатации сооружения.

Расчет центрально и внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов на прочность с учетом продольного изгиба, а также расчет железобетонных элементов по деформациям и по раскрытию трещин должны производиться с учетом неблагоприятного влияния длительного воздействия всей постоянной и части временной нагрузок, а в необходимых случаях — влияния предварительного обжатия.

Для предварительно напряженных элементов III категории трещиностойкости, прочность которых исчерпывается с образованием трещин в растянутой зоне вследствие достижения растянутой арматурой расчетного сопротивления, усилия, воспринимаемые сечением элемента, должны приниматься уменьшенными на 15% против определенных расчетом.

АЛГОРИТМИЗАЦИЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Алгоритмом называется всякая система вычислений, выполняемых по строго определенным правилам, которая после некоторого числа операций приводит к решению поставленной задачи. Теории алгоритмов получила широкое развитие в связи с применением быстродействующих электронных вычислительных машин (ЭВМ).

Простейшим алгоритмом является любая формула, последовательность вычислений в которой подчиняется общим алгебраическим правилам. Действительно, сама структура расчетной формулы предопределяет очередность выполнения отдельных вычислительных операций (раскрытие скобок, выполнение действий умножения, сложения и т. д.).

Существует большое количество различных методов записи алгоритмов, подробно рассматриваемых в специальных работах по программированию. Универсальным способом описания алгоритма принято считать так называемые алгоритмические языки, и в частности, универсальный алгоритмический язык АЛГОЛ-60, широко применяющийся как язык для публикации алгоритмов и как средство автоматизации программирования.

Запись алгоритма на языке АЛГОЛ-60 состоит из ряда отдельных предписаний-операторов, предусматривающих выполнение вычислительных или логических операций. Последние предназначены для описания, например, некоторых условий, необходимых для разветвления основного процесса вычислений или циклического повторения вычислительных операторов. При этом, кроме обычных математических символов, используются различные служебные слова (перейти к, если, то, иначе, конец и др.).

Алгоритмизация вычислительного процесса может быть рационально использована не только при программировании его для ЭВМ, но и при выполнении трудоемких расчетов с помощью простейших вычислительных средств (логарифмическая линейка и вспомогательные таблицы и графики). Если, как указывалось выше, структура расчетной формулы предопределяет последовательность вычислений, т. е. устанавливает алгоритм расчета, то при выполнении расчета с помощью системы формул последние, очевидно, должны применяться в определенной последовательности, обеспечивающей на каждом этапе получение данных, необходимых для введения в следующую формулу. Особенно усложняется расчет при наличии условий, определяющих область применения различных формул. Производительность труда при обычных приемах выполнения подобных расчетов весьма

низка, так как они требуют напряженного внимания и быстро утомляют. В этих случаях целесообразно создание определенной алгоритмической системы, однозначно предписывающей наиболее рациональную последовательность выполнения расчетных операций. Для реализации такой системы могут быть использованы некоторые приемы, применяющиеся в алгоритмических языках программирования.

В следующих главах для некоторых наиболее сложных и часто применяющихся случаев расчета элементов железобетонных конструкций разработаны сведенные в таблицы алгоритмы расчета. При записи этих алгоритмов учитывалась, естественно, специфика выполняемого расчета, не требующая строгой формализации выражений. Благодаря этому ограничено применение формальных служебных слов путем расширения комментариев, поясняющих смысл и способ выполняемого действия и в ряде случаев включенных в оператор. Введены операторы, предусматривающие использование вспомогательных таблиц и графиков. При записи алгоритма для упрощения ссылок в дальнейшем тексте отдельные его пункты имеют сквозную нумерацию.

Описание алгоритма строится с применением следующих основных типов операторов:

вычислительного, записываемого в виде традиционных формул;

предусматривающего определение искомой величины с помощью вспомогательных таблиц или графиков;

условного перехода, требующего при выполнении заданного условия перехода к соответствующему пункту алгоритма, в противном случае (если условие не выполняется) — продолжения естественной последовательности рассмотрения алгоритма.

Возможно применение и других видов операторов, поскольку специфика выполнения расчета не требует излишней формализации алгоритма.

Таким образом, читая приведенное в таблице описание алгоритма и подставляя в его формулы конкретные исходные данные, последовательно переходя от пункта к пункту в их естественной записи или в соответствии с указаниями операторов условного перехода, получаем необходимые результаты расчета по формулам пунктов, сопровождаемых служебным словом «конец». Операторов, содержащих формулы, сопровождаемые служебным словом «конец», в каждом алгоритме может быть несколько. Выход на необходимую формулу при рассматриваемом сочетании исходных данных обеспечивается строгим выполнением предписаний операторов условного перехода. Поэтому применение фиксированного алгоритма, подчиняющего расчет строгой системе, обеспечивает получение необходимых результатов при минимально необходимом в каждом конкретном случае количестве вычислительных операций.

Рассмотрим способ построения расчетного алгоритма и основные приемы его применения на следующем примере.

Требуется определить некоторую величину A по формуле

$$A = \psi(a - b) + c, \quad \text{(а)}$$

где

$$\psi = 1{,}3 - \frac{d}{e}. \quad \text{(б)}$$

При этом, если соблюдается условие

$$d \geqslant e, \quad \text{(в)}$$

следует принять $\psi = 0{,}3$.

Кроме того, если соблюдается условие

$$b \geqslant a, \quad \text{(г)}$$

величина A определяется по формуле

$$A = 1{,}2c. \quad \text{(д)}$$

Подобная запись расчетной методики является традиционной: прежде всего записана основная формула (а), затем пояснения к ней, раскрывающие значение отдельных ее компонентов и, наконец, выделен частный случай определения величины A по формуле (д). Однако несмотря на то, что в приведенном описании имеются все необходимые для расчета формулы и условия их применения, порядок вычислений должен существенно отличаться от этого описания.

Наиболее целесообразным является следующий порядок расчета. Прежде всего следует проверить условие (г) и в случае, если $b \geqslant a$, определить величину A по формуле (д), не анализируя формул (а) и (б). В случае, если $b < a$, необходимо проверить условие (в) и в зависимости от результатов проверки либо принять величину $\psi = 0{,}3$, либо вычислить ее по формуле (б). Последним этапом расчета явится определение величины A по формуле (в). Эта последовательность расчета и положена в основу алгоритма, приведенного в табл. 2.4.

Таблица 2.4. **Определение величины A**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если $b \geqslant a$, перейти к п. 5, иначе — к п. 2	Проверка условия (г)
2	Если $d \geqslant e$, принять $\psi = 0{,}3$ и перейти к п. 4, иначе — к п. 3	Проверка условия (в)
3	$\psi = 1{,}3 - \frac{d}{e}$	Определение ψ по формуле (б)
4	$A = \psi(a - b) + c$; конец	Определение A по формуле (а)
5	$A = 1{,}2c$; конец	Определение A по формуле (д)

При записи алгоритма в табл. 2.4 использованы операторы двух видов. С помощью вычислительных операторов (п. 3—5) определяются численные значения величин ψ и A. При этом соответствующий вычислительный оператор выбирают операторы условного перехода (п. 1 и 2). Так, например, проверка условия $b \geqslant a$, записанного в п. 1, позволяет выбрать в зависимости от конкретного сочетания исходных параметров необходимую формулу для определения величины A. В случае, если $b \geqslant a$ (требование оператора «перейти к п. 5»), величина A определяется по формуле (д). Если же $b < a$ («иначе к п. 2»), по формуле (б) находится величина коэффициента ψ, и окончательное значение A находится по формуле (а).

При выполнении расчета с помощью алгоритма табл. 2.4 исходные данные последовательно подставляются в приведенные в нем формулы до получения окончательного результата по формуле, сопровождаемой служебным словом «конец».

Например, требуется вычислить значение величины A при $a = 2$; $b = 1$; $c = 0{,}5$; $d = 12$ и $e = 10$.

Проверяем условие п. 1.

Так как $b = 1 < a = 2$, т. е. записанное в п. 1 условие не выполняется, в соответствии с предписанием служебного слова «иначе» переходим к рассмотрению п. 2.

Проверяем условие п. 2.

Так как $d = 12 > e = 10$, принимаем значение $\psi = 0{,}3$ и в соответствии с предписанием оператора условного перехода переходим к п. 4, по формуле которого и находим необходимое значение величины A:

$$A = 0{,}3(a - b) + c = 0{,}3(2 - 1) + 0{,}5 = 0{,}8.$$

Служебное слово «конец» свидетельствует об окончании расчета.

Изменим в исходных данных значение величины b, приняв ее равной $b = 4$. В этом случае при проверке условия, записанного в п. 1, окажется, что так как $b = 4 > a = 2$, требуется перейти к п. 5, т. е. вычислить

значение A по формуле

$$A = 1{,}2c = 1{,}2 \cdot 0{,}3 = 0{,}36.$$

В обоих рассмотренных случаях мы пришли к искомому результату наиболее коротким путем, выполнив только те вычисления, которые были необходимы при заданном сочетании исходных данных.

При осуществлении практических расчетов нет необходимости в подробном изложении отдельных процедур, выполняемых в соответствии с приведенными алгоритмами. Достаточно произвести вычисления по формулам в последовательности, соответствующей рассматриваемому варианту расчета. В такой сокращенной записи рассмотренный выше пример расчета выглядит следующим образом.

Так как $b = 1 < a = 2$, переходим к п. 2.

Так как $d = 12 > e = 10$, принимаем $\psi = 0{,}3$ и переходим к п. 4.

$$A = 0{,}3\,(a - b) + c = 0{,}3\,(2 - 1) + 0{,}5 = 0{,}8.$$

Аналогично рассмотренному примеру построены алгоритмы расчета элементов железобетонных конструкций, приведенные в следующих главах.

Часто расчет элементов железобетонных конструкций может быть эффективно осуществлен с помощью ЭВМ. При этом работа инженера-расчетчика сводится к составлению исходных данных для расчета. Весь объем вычислений и необходимые логические операции выполняет машина по соответствующей программе. Перечень некоторых программ для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ, включенных в Отраслевой фонд алгоритмов и программ Гипротис, приведен в табл. 2.5.

Таблица 2.5. **Программы для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ**

Шифр отраслевого фона алгоритмов и программ	Наименование программ
	«Промінь»
1—7	Расчет изгибаемых железобетонных элементов
1—8	Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов
1—9	Расчет внецентренно растянутых железобетонных элементов
1—46	Расчет железобетонных конструкций на внецентренное растяжение
	БЭСМ—2М
1—51	Оптимальное автоматическое проектирование изгибаемых конструкций из обычного железобетона (Проба — 2)
1—12	Расчет внецентренно сжатых железобетонных колонн (Памир—4)
1—68	Автоматическое проектирование железобетонных колонн (АПК—2)
1—63	Автоматическое проектирование изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций (Проба — 1М)
1—67	Автоматическое проектирование железобетонных предварительно напряженных и обычных элементов на поперечные усилия (Проба—3)
	Минск—2 (22)
1—85	Комплексный расчет и конструирование железобетонных колонн, работающих на общий случай сжатия (АПК-11М)
1—130	Инструкция к расчету предварительно напряженных железобетонных ферм (Система РИФ—1)
1—78	Подбор арматуры в железобетонных элементах при плоском напряженном состоянии (Арматура)
1—84	Автоматическое проектирование железобетонных изгибаемых конструкций (Проба — 15)

При составлении программ для расчета элементов железобетонных конструкций на ЭВМ или отдельных блоков комплексных программ могут быть использованы алгоритмы расчета, приведенные в последующих главах.

Глава 3

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Расчет по прочности элементов бетонных конструкций должен производиться для сечений, нормальных к оси элемента.

Опорные части элементов должны быть проверены расчетом на смятие. При расчете стеновых панелей должен учитываться случайный эксцентриситет, принимаемый равным (*см*): для панелей несущих стен, а также отдельных слоев трехслойных панелей стен — 2; для панелей самонесущих стен — 1.

Указанный случайный эксцентриситет суммируется с заданным эксцентриситетом продольной силы.

Если может быть гарантия, что при установке панелей смещение осей по этажам составит не более 1 *см*, разрешается при расчете панелей несущих стен учитывать случайный эксцентриситет, равный 1 *см*.

В зависимости от характера опирания принимают следующие расчетные длины l_0 для столбов и бетонных стен:

Для стен и столбов, опирающихся вверху и внизу:	
на несмещаемые опоры в виде перекрытий, в свою очередь опирающихся на несмещаемые (жесткие) поперечные конструкции	H
на упруго смещаемые опоры	$(1{,}2 \div 1{,}5)H$
Для свободно стоящих стен и столбов	$2H$
Для стен, опертых по четырем сторонам на несмещаемые опоры в виде перекрытий и поперечных стен и т. п., при $B : H \leqslant 2$	$0{,}9H$
Для стен, опертых по трем сторонам на несмещаемые опоры, при $B : H \leqslant 1{,}5$	$0{,}9H$

В данном случае H — высота столба или стены в пределах этажа за вычетом толщины плиты перекрытия; B — расстояние (длина стены) между вертикальными опорами, а при опирании по трем сторонам — расстояние между вертикальной опорой и свободной гранью стены.

Если при расчете панелей учитывается опирание их по контуру, то должна быть обеспечена связь между рассчитываемой панелью и поперечными по отношению к ней стенами, которую допускается осуществлять путем заделки панели в пазы, оставляемые в стенах, или при помощи анкеров, расположенных вверху, внизу и по середине высоты этажа.

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Бетонные элементы при центральном сжатии с учетом продольного изгиба рассчитывают из условия

$$N_п = \varphi R_{пр} F, \tag{3.1}$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к; \tag{3.2}$$

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 3.1 (для легких бетонов значение φ определяется в зависимости от $\alpha = \frac{E_б}{R^н_{пр}}$);

F — площадь сечения сжатого элемента;

$N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей части нагрузки;

$N_к$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей части нагрузки;

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на несущую способность гибкого элемента, принимаемый по табл. 3.1.

Таблица 3.1. **Значение коэффициентов φ и $m_{дл}$ для бетонных элементов**

l_0/b	l_0/r	Значения φ для бетона					Значения $m_{дл}$ для бетона	
		тяжелого	легкого при α				тяжелого	легкого
			1500	1000	750	500		
4	14	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98	1,00	1,00
6	21	0,98	0,98	0,96	0,96	0,91	1,00	1,00
8	28	0,95	0,95	0,92	0,90	0,85	1,00	1,00
10	35	0,92	0,92	0,88	0,84	0,79	0,96	0,95
12	42	0,88	0,88	0,84	0,79	0,72	0,92	0,90
14	49	0,85	0,85	0,79	0,73	0,66	0,88	0,85
16	56	0,81	0,81	0,74	0,68	0,59	0,84	0,80
18	63	0,77	0,77	0,70	0,63	0,53	0,80	0,75
20	70	0,73	0,73	0,65	0,58	0,48	0,75	0,70
22	76	0,69	0,69	0,61	0,53	0,43	0,69	0,65
24	83	0,65	0,65	0,56	0,48	0,38	0,67	0,60

Примечание. В таблице приняты обозначения: l_0 — расчетная длина элемента b — наименьший размер прямоугольного сечения; r — наименьший радиус инерции сечения

Пример 3.1. Требуется проверить несущую способность центрально сжатого бетонного столба сечением $b \times h = 60 \times 100$ *см*. Расчетные данные. бетон марки 150 ($R_{пр} = 65$ *кг/см²*); расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки $N_{дл} = 200$ *т*, от кратковременно действующей нагрузки $N_к = 100$ *т*. Высота столба $H = 7$ *м* (опоры столба несмещаемые).

Свободная длина столба $l_0 = H = 7$ *м*.

По табл. 3.1 при $\frac{l_0}{b} = \frac{700}{60} = 11{,}7$ находим $\varphi = 0{,}88$ и $m_{дл} = 0{,}92$.

Определяем приведенную продольную силу по формуле (3.2)

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к = \frac{200}{0{,}92} + 100 = 317 \text{ } т.$$

Проверяем условие (3.1):

$$N_п = 317\,000 \text{ } кг < \varphi R_{пр} F = 0{,}88 \cdot 65 \cdot 60 \cdot 100 = 343\,000 \text{ } кг.$$

Несущая способность столба достаточна.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Бетонные изгибаемые элементы рассчитываются, исходя из следующих положений (рис. 3.1):

сечения сохраняются плоскими (гипотеза плоских сечений);

эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне треугольная и имеет такой наклон, что при продолжении ее в растянутую зону она отсекла бы на крайнем растянутом волокне отрезок, равный $2R_р$;

эпюра нормальных напряжений в растянутой зоне прямоугольная с величиной напряжений, равной $R_р$.

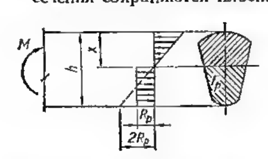


Рис. 3.1. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемого бетонного элемента.

При произвольной форме сечения элемента расчет рекомендуется производить по формуле

$$M \leqslant R_р W_т, \tag{3.3}$$

где $W_т$ — момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый с учетом неупругих свойств бетона в соответствии с рис. 3.1, по формуле

$$W_т = \frac{2I_c}{h - x} + S_р, \tag{3.4}$$

где I_c — момент инерции сжатой части сечения относительно нулевой линии;

S_p — статический момент растянутой части сечения относительно нулевой линии.

Положение нулевой линии сечения определяют из условия

$$S_c = \frac{(h-x)F_p}{2}, \tag{3.5}$$

где S_c — статический момент сжатой части сечения относительно нулевой линии;

F_p — площадь растянутой части сечения.

Элементы прямоугольного сечения допускается рассчитывать по формуле

$$M \leqslant \frac{bh^2}{3{,}5} R_p. \tag{3.6}$$

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при малых эксцентриситетах, удовлетворяющих условию

$$S_б > 0{,}8 S_0, \tag{3.7}$$

а при прямоугольном сечении — условию

$$e_0 < 0{,}225\ h, \tag{3.8}$$

производится из условия постоянства момента предельного сжимающего усилия относительно слабо напряженной грани сечения (рис. 3.2, *а*) по формуле

$$N_п \leqslant \varphi_1 R_{пр} \frac{S_0}{e}, \tag{3.9}$$

а при прямоугольном сечении — по формуле

$$N_п \leqslant 0{,}5 \varphi_1 R_{пр} \frac{bh^2}{e}, \tag{3.10}$$

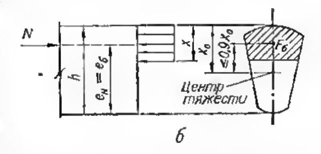


Рис. 3.2. Схемы расположения усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении внецентренно сжатого бетонного элемента: *а* — с малым эксцентриситетом; *б* — с большим эксцентриситетом.

где $S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона (высота которой определяется из условия совпадения ее центра тяжести с точкой приложения продольной силы) относительно менее напряженной грани сечения;

S_0 — статический момент всей площади поперечного сечения элемента относительно менее напряженной грани сечения;

e_0 — расстояние от силы $N_п$ до центра тяжести поперечного сечения элемента;

$N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (3.2), в которой коэффициент $m_{дл}$ находят по табл. 3.1, заменяя в ней отношения $\frac{l_0}{b}$ и $\frac{l_0}{r}$ соответственно отношениями $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{l_0}{r_и}$; приведенная продольная сила $N_п$ приложена с эксцентриситетом $e_{0п}$, вычисляемым по формуле (4.90);

$r_и$ — радиус инерции сечения в плоскости изгиба;

e — расстояние от силы $N_п$ до менее напряженной грани сечения;

φ_1 — коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии

$$\varphi_1 = k\varphi; \tag{3.11}$$

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 3.1, в которой величины $\frac{l_0}{b}$ и $\frac{l_0}{r}$ заменяются соответственно величинами $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{l_0}{r_и}$;

k — коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки и определяемый по формуле

$$k = 1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_э} - 0{,}2\right), \tag{3.12}$$

$$\text{где } h_э = 3{,}46 r_и; \tag{3.13}$$

для прямоугольного сечения

$$h_э = h. \tag{3.14}$$

В случае применения бетона проектной марки выше 300 значения коэффициента k должны быть специально обоснованы.

Внецентренно сжатые бетонные элементы, в которых образование трещин недопустимо, при больших эксцентриситетах, не удовлетворяющих условия (3.7) или (3.8), рассчитывают по формуле

$$M_я \leqslant \varphi_1 R_р W_т, \tag{3.15}$$

где $M_я$ — момент внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой грани сечения; часть величины $M_я$, зависящая от длительно действующей нагрузки, увеличивается делением на коэффициент $m_{дл}$ в соответствии с формулой (3.2).

Значение $W_т$ в формуле (3.15) находится по формуле (3.4). При этом положение нулевой линии в сечении определяется как для изгибаемых элементов (т. е. в предположении отсутствия продольной силы) из условия (3.5).

Элементы прямоугольного сечения допускается рассчитывать по формуле

$$N_п \leqslant 1{,}75\varphi_1 \frac{R_р bh}{6\frac{e_0}{h} - 1}, \tag{3.16}$$

где значение $N_п$ определяется по формуле (3.2).

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов, не подвергающихся действию агрессивной среды и не находящихся под давлением жидкости (за исключением карнизов и парапетов) при больших эксцентриситетах, не удовлетворяющих условия (3.7) или (3.8), допускается производить без учета сопротивления растянутой зоны бетона при прямоугольной форме эпюры напряжений в сжатой зоне (рис. 3.2, б) по формуле

$$N_п \leqslant \varphi_1 R_и F_б, \tag{3.17}$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (3.2);

$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны, определяемая без учета сопротивления растянутой зоны бетона.

При этом высота сжатой зоны определяется из условия совпадения центра тяжести площади сечения сжатой зоны с точкой приложения равнодействующей внешних сил.

В элементах, рассчитываемых по формуле (3.17), необходимо предусматривать в растянутой зоне конструктивную арматуру; при нецелесообразности или невозможности постановки такой арматуры элемент следует рассчитывать с учетом сопротивления растянутого бетона.

В сечениях, рассчитываемых по формуле (3.17), величина эксцентриситета расчетного усилия относительно центра тяжести сечения не должна превышать $0{,}9x_0$ — расстояния от центра тяжести сечения до его наиболее напряженной грани (см. рис. 3.2, *б*), а для карнизов — $0{,}7x_0$. При этом значение x_0 не должно приниматься меньшим 2 *см*.

Прочность бетонных стеновых панелей разрешается рассчитывать по формуле (3.17) только при $\frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}3$. При $\frac{e_0}{h} > 0{,}3$ расчет должен производиться с учетом сопротивления растянутой зоны.

Узлы опирания перекрытий на стены из панелей рассчитываются с введением к несущей способности элемента коэффициентов, учитывающих влияние растворного шва: 0,9 — при отвердевшем растворе и 0,5 — при свежеоттаявшем растворе.

При расчете бетонных элементов с несмещаемыми опорами значения коэффициентов φ_1 и $m_{дл}$ принимаются:

для сечений в средней трети длины элемента — по табл. 3.1;

для сечений в пределах крайних третей длины элемента — путем линейной интерполяции, принимая в опорных сечениях $\varphi_1 = 1$ и $m_{дл} = 1$.

Для элементов, работающих на внецентренное сжатие, помимо учета гибкости в плоскости действия момента, должна также производиться проверка сечений с учетом гибкости в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба, выполняемая, как для элементов, работающих на осевое сжатие (без учета изгибающего момента).

РАСЧЕТ НА МЕСТНОЕ СЖАТИЕ

Сечения при местном сжатии (смятии) должны рассчитываться по формуле

$$N \leqslant \mu R_{см} F_{см}, \tag{3.18}$$

где N — расчетная нагрузка, приложенная к части рассматриваемого сечения (местная или сумма местной и основной нагрузок);

μ — коэффициент, принимаемый равным 1 при равномерном распределении нагрузки на площади смятия и равным 0,75 при неравномерном распределении местной нагрузки под концами балок, прогонов и перемычек;

$F_{см}$ — площадь смятия;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление бетона при местном сжатии, определяемое по формуле

$$R_{см} = \gamma R_{пр}, \tag{3.19}$$

где

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}, \tag{3.20}$$

но не более значений γ_1, приведенных в табл. 3.2.

Расчетная площадь сечения F в формуле (3.20) принимается согласно следующим правилам:

при местной нагрузке по всей ширине сечения элементов b в расчетную площадь сечения включаются участки длиной не более b в обе стороны от краев местной нагрузки (рис. 3.3, *е*);

при местной краевой нагрузке по всей ширине сечения элемента b в расчетную площадь сечения включается участок, примыкающий к краю местной нагрузки, длиной не более b (рис. 3.3, *ж*);

при местной нагрузке от опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь сечения включается участок шириной, равной длине опорного участка прогона или балки, и длиной согласно рис. 3.3, *е*, но не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками (рис. 3.3, *з*, *и*);

Таблица 3.2. Значения коэффициента γ_1

Вид нагрузки	Коэффициент γ_1 при схеме приложения местной нагрузки	
	по рис. 3.3, *а, б, в*	по рис. 3.3, *г, д*
При учете только местной нагрузки	1,5	1,2
При учете местной и основной нагрузок	2,0	1,5

Примечания: 1. При опирании колонн, тяжело нагруженных ферм и балок вблизи края (торца) бетонной стены принимается $R_{см} = R_{пр}$.

2. Если местная краевая нагрузка $N_{см} > R_{пр}F_{см}$, то участок бетонного элемента в месте приложения этой нагрузки должен быть усилен сетчатым армированием.

3. Для легких бетонов проектных марок ниже 75 коэффициенты γ_1, приведенные в табл. 3.2, снижаются на 20%.

при краевой местной нагрузке на угол сечения в расчетную площадь сечения включается участок длиной не более размера *c* в направлении размера *a* площади смятия и не более *a* в направлении размера *c* площади смятия (рис. 3.3, *к*);

при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины сечения, расчетная площадь принимается симметричной по отношению к площади

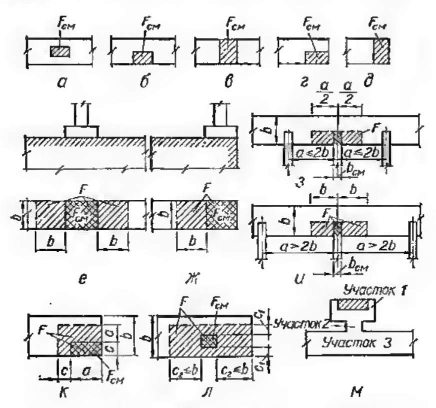


Рис. 3.3. К расчету сечений элементов на местное сжатие (смятие):

а — д — случаи приложения местной нагрузки; *е — л* — к определению расчетной площади сечения и площади смятия; *м* — пример, когда отдельные участки сечения не включаются в расчетную площадь сечения.

смятия согласно рис. 3.3, *л*. При наличии нескольких нагрузок указанного типа расчетные площади, кроме того, ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между двумя соседними нагрузками.

Если сечение имеет сложную форму, не допускается учитывать в расчетной площади участки сечения, надлежащая связь которых с загруженным участком не обеспечена (например, на рис. 3.3, *м* участки сечения *2* и *3* не должны учитываться при расчете на местное сжатие по участку *1*).

При местной нагрузке от балок, прогонов, перемычек и других элементов, работающих на изгиб, учитываемая в расчете глубина опоры $l_{см}$ при определении $F_{см}$ и F принимается не более 20 *см*.

При одновременном действии на рассматриваемое сечение основной и местной нагрузок расчет на смятие производится в двух вариантах:

на местную нагрузку;

на сумму местной нагрузки и части основной нагрузки, воспринимаемой площадью смятия $F_{см}$.

При этих двух вариантах расчета принимаются различные величины коэффициента γ_1 согласно табл. 3.2.

Пример 3.2. Требуется проверить прочность на смятие бетонного пояса шириной 60 *см*, на который с шагом $a = 1{,}5$ *м* опираются железобетонные прогоны. Расчетные данные: ширина прогона 10 *см*; длина опирания 20 *см*; бетон пояса марки 150 ($R_{пр} = 65$ *кг/см²*); опорная реакция прогона $N = 10$ *т*.

Рассматриваемый случай соответствует рис. 3.3, *и*.

Площадь смятия

$$F_{см} = 20 \cdot 10 = 200 \text{ см}^2.$$

Расчетная площадь

$$F = 20 \cdot 2 \cdot 60 = 2400 \text{ см}^2.$$

По формуле (3.20) определяем коэффициент γ

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} = \sqrt[3]{\frac{2400}{200}} = 2{,}3.$$

По табл. 3.2 при учете только местной нагрузки и схеме ее приложения по рис. 3.3, *в* находим $\gamma_1 = 1{,}5$.

Так как $\gamma = 2{,}3 > \gamma_1 = 1{,}5$, принимаем $\gamma = 1{,}5$.

По формуле (3.19) определяем расчетное сопротивление бетона при местном сжатии

$$R_{см} = \gamma R_{пр} = 1{,}5 \cdot 65 = 97{,}5 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем условие (3.18)

$$N = 10\,000 \text{ кг} < \mu R_{см} F_{см} = 0{,}75 \cdot 97{,}5 \cdot 200 = 14\,650 \text{ кг}.$$

Прочность бетонного пояса на местное сжатие достаточна.

Глава 4

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ

Общие указания

Расчет элементов железобетонных конструкций по прочности должен производиться для нормальных, а также наклонных (наиболее опасного направления) сечений к оси этих элементов.

При наличии крутящих моментов необходимо также проверять прочность элемента в пространственном сечении, ограниченном спиральной трещиной наиболее опасного направления.

Опорные части элементов должны быть проверены расчетом на смятие. Следует также проверять прочность элементов в зонах действия местных нагрузок, сосредоточенных на небольших площадках.

Сжатые элементы рассчитываются на центральное сжатие, если выполняется условие

$$e_0 \leqslant \frac{l_0}{600}, \tag{4.1}$$

и на внецентренное сжатие при условии

$$e_0 > \frac{l_0}{600}, \tag{4.2}$$

где l_0 — расчетная длина сжатого элемента;

e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения.

Расчетные длины l_0 при расчете центрально и внецентренно сжатых железобетонных элементов на прочность с учетом продольного изгиба можно определять как для элементов рамной конструкции (плоской или пространственной) в предположении неодновременной потери их устойчивости, полагая, что расчетная нагрузка расположена наиболее невыгодно для рассматриваемого элемента.

Рис. 4.1. Расчетные сопротивления арматуры при расположении ее в несколько рядов по высоте сечения.

Значения расчетных длин для колонн одноэтажных промышленных зданий при жестких покрытиях и для колонн эстакад допускается принимать по табл. 4.1 и 4.2.

Для колонн многоэтажных зданий при числе пролетов не менее двух и отношении ширины здания к его высоте не менее $^1/_3$, а также для элементов железобетонных ферм и арок допускается принимать значения расчетных длин по табл. 4.3.

Растянутые элементы рассчитывают на центральное растяжение, если нормальная сила проходит через точку приложения равнодействующей предельных растягивающих усилий по всей арматуре сечения (R_aF_a). В остальных случаях растянутые элементы рассчитывают на внецентренное растяжение.

Таблица 4.1. **Расчетные длины l_0 колонн одноэтажных промышленных зданий при жестких покрытиях (из железобетонных, армопенобетонных и других плит)**

Колонны	Расчетная длина l_0 колонны при ее расчете в плоскости		
	несущих конструкций покрытий (ферм, балок и т.п.) или перпендикулярной к оси эстакад	оси продольного ряда колонн или параллельной оси эстакады	
		при отсутствии связей в плоскости продольного ряда колонн	при наличии связей в плоскости продольного ряда колонн
Для зданий с мостовыми кранами:			
подкрановая часть колонн при подкрановых балках разрезных	$1{,}5H_н$	$1{,}2H_н$	$0{,}8H_н$
то же, неразрезных	$1{,}2H_н$	$0{,}8H_н$	$0{,}8H_н$
надкрановая часть колонн при подкрановых балках разрезных	$2{,}5H_в$	$2H_в$	$1{,}5H_в$
то же, неразрезных	$2H_в$	$1{,}5H$	$1{,}5H_в$
Для зданий без мостовых кранов:			
однопролетных	$1{,}5H$	$1{,}2H$	H
двух- и многопролетных	$1{,}2H$	$1{,}2H$	H
Для открытых крановых эстакад при подкрановых балках:			
разрезных	$2H_н$	$1{,}5H_в$	$H_н$
неразрезных	$1{,}5H_н$	$H_в$	$H_н$

Примечания: 1. Значения расчетных длин колонн крановых цехов даны для случая расчета их с учетом крановой нагрузки. Если расчет производится без учета крановой нагрузки, то расчетные длины колонн следует принимать, как для зданий без мостовых кранов; при этом для ступенчатых колонн расчетная длина надкрановой части принимается такой же, как и при учете крановой нагрузки.

2. Если ступенчатые колонны применяются в зданиях без мостовых кранов, то расчетная длина верхней части $H_в$ принимается равной $2{,}5H_в$.

3. Допускается принимать значения расчетных длин, приведенные в табл. 4.1, для двухветвевых колонн с учетом примечаний 1 и 2.

4. В табл. 4.1 приняты обозначения: H — полная высота колонны, считая от верха фундамента; $H_н$ — высота подкрановой части от верха фундамента до низа подкрановой балки; $H_в$ — высота надкрановой части колонн при сборных конструкциях — от низа подкрановой балки до верха колонны, при монолитных конструкциях — от верха подкрановой балки до верха колонны.

Таблица 4.2. **Расчетные длины l_0 колонн открытых эстакад под трубопроводы**

Соединение колонн с пролетным строением	Расчетная длина l_0 колонны при расчете ее в плоскости		
	перпендикулярной к оси эстакад	параллельной оси эстакад	
		при отсутствии анкерных опор	при наличии анкерных опор
Шарнирное	$2H$	$2H$	H
Жесткое	$1{,}5H$	$1{,}5H$	$0{,}7H$

Примечание. H — полная высота колонны, считая от верха фундамента.

Таблица 4.3. **Расчетные длины l_0 колонн многоэтажных зданий и сжатых элементов ферм и арок**

Наименование элементов	Расчетная длина l_0
Колонны многоэтажных зданий при числе пролетов не менее 2 и отношении ширины здания к его высоте не менее $1/3$ при конструкциях перекрытий:	
сборных	H
монолитных	$0{,}7H$
Сжатые элементы ферм:	
верхний пояс при расчете в плоскости и из плоскости фермы	l
раскосы и стойки при расчете в плоскости фермы	$0{,}8l$
то же, при расчете из плоскости фермы	l
Арки:	
при расчете в плоскости арки трехшарнирные	$0{,}58s$
то же, двухшарнирные	$0{,}54s$
» » бесшарнирные	$0{,}36s$
при расчете из плоскости арки любые	

Примечания: 1. Расчетная длина элементов решетки ферм при расчете из плоскости фермы может приниматься меньше l (но не менее $0{,}8l$), если ширина поясов ферм больше ширины элементов решетки и если имеют место мощные узловые соединения.

2. Расчетная длина элементов верхнего пояса ферм и опорных раскосов при расчете их в плоскости фермы может приниматься равной $0{,}8l$ при наличии на рассматриваемых элементах местной нагрузки, составляющей значительную долю от общей нагрузки на ферму.

3. Указания, содержащиеся в таблице, распространяются на колонны многоэтажных зданий при числе этажей не более 8 и при погонной жесткости ригелей не менее погонной жесткости колонн.

4. В таблице приняты обозначения: H — высота этажа; l — для верхнего пояса ферм — расстояние между точками его закрепления, для стоек и раскосов — длина элементов между центрами узлов фермы; s — длина арки вдоль ее геометрической оси.

Продольная арматура, расположенная в половине растянутой зоны, примыкающей к нейтральной оси (рис. 4.1) в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых по первому случаю элементах, вводится в расчет с пониженным расчетным сопротивлением ($0{,}8R_а$). Это указание не распространяется на арматуру, расположенную по периметру сечения (например в кольцевых сечениях).

При расчете изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов таврового и двутаврового сечений, если нейтральная ось проходит в ребре сечения, расчетные сопротивления в свесах сжатой полки принимают равными расчетным сопротивлениям при осевом сжатии $R_{пр}$.

При наличии в сечении элемента арматуры из сталей разных видов и классов каждый вид арматуры вводится в расчет прочности со своим расчетным сопротивлением.

При наличии в сечении элемента бетонов разных марок соответствующие части сечения вводятся в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим маркам, но не превышающими утроенного расчетного сопротивления бетона наиболее низкой марки.

В таких элементах положение центра тяжести площади всего сечения бетона или его сжатой зоны и статические моменты следует определять, приводя все сечение к бетону одной марки в соответствии с принятыми расчетными сопротивлениями.

В изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах с полкой в сжатой зоне вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать половины расстояния в свету между соседними ребрами и $1/_6$ пролета рассчитываемого элемента. Кроме того, для элементов, не имеющих на длине пролета поперечных ребер или имеющих поперечные ребра на расстояниях более расстояния между продольными ребрами, при $h'_п < 0,1h$ вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать величина $6h'_п$, где $h'_п$ — высота сжатой полки; h — высота ребра.

Для отдельных балок таврового сечения (при консольных свесах полки) вводимая в расчет ширина свесов полки в каждую сторону от ребра должна составлять: при $h'_п \geqslant 0,1h$ — не более $6h'_п$; при $0,05h \leqslant h'_п < 0,1h$ — не более $3h'_п$; при $h'_п < 0,05h$ консольные свесы полки в расчет не вводятся и сечение элемента рассчитывается как прямоугольное шириной b.

Если в центрально сжатых, изгибаемых или внецентренно сжатых железобетонных элементах площадь сечения продольной арматуры, расположенной в сжатой зоне, составляет более 3% от площади сечения этой зоны, то в расчетных формулах следует учитывать уменьшение действительной площади бетона сжатой зоны на величину площади сечения расположенной в ней арматуры.

Расчет прочности железобетонных конструкций, схемы предельных состояний которых еще не установлены или для которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечении (оболочки, балки-стенки и т. п.), может производиться как для упругого тела, исходя из следующих положений:

сжимающие напряжения в бетоне от расчетных нагрузок не должны превышать расчетных сопротивлений бетона при сжатии;

все растягивающие напряжения в сечении должны быть полностью восприняты арматурой при напряжениях в ней, не превышающих расчетных сопротивлений.

Центрально сжатые элементы

Центрально сжатые элементы рассчитывают по прочности из условия

$$N_п \leqslant [N], \tag{4.3}$$

где $N_п$ — приведенная расчетная продольная сила, определяемая по формуле

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к; \tag{4.4}$$

$N_{дл}$ и $N_к$ — продольные силы соответственно от длительно и кратковременно действующих частей нагрузки;

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки, определяемый по табл. 4.4.

Предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением центрально сжатого элемента с поперечной арматурой в виде отдельных хомутов или приваренных к продольной арматуре стержней (рис. 4.2, *а*) определяется по формуле:

$$[N] = \varphi (R_{пр}F + R_{а.с}F_а), \tag{4.5}$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 4.4.

Таблица 4.4. Значения коэффициентов φ и $m_{дл}$ для расчета по прочности сжатых железобетонных элементов

l_0/b	l_0/D	l_0/r	Тяжелый бетон		Легкий бетон	
			φ	$m_{дл}$	φ	$m_{дл}$
⩽8	⩽7	⩽28	1,00	1,00	1,00	1,00
10	8,5	35	0,98	1,00	0,96	0,96
12	10,5	42	0,96	0,96	0,90	0,92
14	12	48	0,93	0,93	0,84	0,88
16	14	55	0,89	0,89	0,78	0,84
18	15,5	62	0,85	0,85	0,73	0,80
20	17	69	0,81	0,81	0,67	0,77
22	19	76	0,77	0,78	0,61	0,73
24	21	83	0,73	0,74	0,55	0,69
26	22,5	90	0,68	0,70	0,51	0,65
28	24	97	0,64	0,67	0,46	0,61
30	26	104	0,59	0,63	0,41	0,57
32	28	111	0,54	0,59	0,36	0,53
34	29,5	118	0,49	0,55	0,32	0,49
36	31	125	0,44	0,52	0,28	0,45
38	33	132	0,40	0,48	0,24	0,42
40	34,5	139	0,35	0,45	0,21	0,38

Примечания: 1. В таблице приняты обозначения: l_0 — расчетная длина элемента (см. табл. 4.1—4.3); b — наименьший размер прямоугольного сечения; D — диаметр круглого сечения; r — наименьший радиус инерции сечения.

2. Для конструкций из легких бетонов, у которых мелким заполнителем служит пористый песок, значение $m_{дл}$ должно быть снижено на 15%.

3. Для конструкций из легких бетонов на естественных заполнителях значения φ и $m_{дл}$ разрешается принимать на основании обоснованных опытных данных.

При заданной площади бетонного сечения F площадь сечения продольной арматуры определяется по формуле

$$F_а = \frac{N_п - \varphi R_{пр} F}{\varphi R_{а.с}}. \quad (4.6)$$

Пример 4.1. Проверить в многоэтажном многопролетном здании прочность центрально нагруженной сборной колонны сечением 40 × 40 *см* из тяжелого бетона марки 200. Расчетные данные: продольная арматура из стали класса А-II ($R_{а.с} = 2700$ *кг/см²*), $F_а = 15.2$ *см²* (4⌀ 22 АII); расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_{пр} = 80$ *кг/см²*; высота стойки $H = 6,4$ *м*; расчетные усилия $N_{дл} = 115$ *т*, $N_к = 20$ *т*.

В соответствии с табл. 4.3 принимаем расчетную длину колонны $l_0 = H = 6,4$ *м*. Отношение $\frac{l_0}{b} = \frac{640}{40} = 16$. По табл. 4.4. находим $\varphi = 0,89$; $m_{дл} = 0,89$.

По формуле (4.4) определим приведенную продольную силу

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к = \frac{115}{0,89} + 20 = 149 \ т.$$

Предельную продольную силу, которая может быть воспринята сечением, определяем по формуле (4.5)

$$[N] = \varphi (R_{пр}F + R_{а.с}F_а) = 0,89\,(80 \cdot 40 \cdot 40 + 2700 \cdot 15,2) = 150\,000 \ кг = 150 \ т.$$

Основное неравенство (4.3) удовлетворяется: $[N] = 150$ *т* $> N_п = 149$ *т* и, таким образом, прочность сечения достаточна.

Пример 4.2. Подобрать в многоэтажном многопролетном здании площадь сечения арматуры для центрально сжатой монолитной колонны сечением 30 × 30 *см* из тяжелого бетона марки 200. Расчетные данные: продольная арматура из стали класса А-II ($R_{а.с} = 2700$ *кг/см²*); расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_{пр} = 80$ *кг/см²*; высота колонны 7 *м*; расчетные усилия $N_{дл} = 80$ *т*; $N_к = 12$ *т*.

По табл. 4.3 определяем свободную длину колонны

$$l_0 = 0,7H = 0,7 \cdot 7 = 4,9 \ м.$$

При отношении $\frac{l_0}{b} = \frac{490}{30} = 16$ находим по табл. 4.4 $\varphi = 0,89$; $m_{дл} = 0,89$.

По формуле (4.4) определяем приведенную продольную силу

$$N_{п} = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{к} = \frac{80}{0{,}89} + 12 = 102 \ т.$$

Для подбора продольной арматуры пользуемся формулой (4.6). Так как рассчитывается монолитная колонна, бетонируемая в вертикальном положении, в соответствии с табл. 1.25 к расчетному сопротивлению бетона $R_{пр}$ вводим дополнительный коэффициент условий работы $m_б = 0{,}85$.

$$F_а = \frac{N_п - \varphi m_б R_{пр} F}{\varphi R_{а.с}} =$$

$$= \frac{102\,000 - 0{,}89 \cdot 0{,}85 \cdot 80 \cdot 30 \cdot 30}{0{,}89 \cdot 2700} =$$

$$= 19{,}8 \ см^2.$$

Принимаем продольную арматуру из 4 ⌀ 25 AII с $F_а = 19{,}63 \ см^2$.

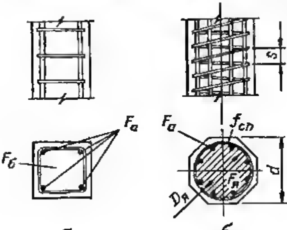


Рис. 4.2. Армирование центрально сжатых железобетонных элементов:
а — хомутами (поперечными стержнями); *б* — спиральной арматурой

Предельная продольная сила, которая может быть воспринята центрально сжатым железобетонным элементом сплошного сечения с косвенной арматурой в виде спиралей или сварных колец (рис. 4.2, *б*) определяется по формуле

$$[N] = R_{пр} F_я + R_{а.с} F_а + 2 R_а^с F_{сп}, \tag{4.7}$$

где $F_я$ — площадь сечения бетона, заключенная внутри контура спирали или кольцевой арматуры;

$R_а^с$ — расчетное сопротивление растяжению спиральной (кольцевой) арматуры;

$F_{сп}$ — приведенное сечение спирали (кольцевой арматуры), равное

$$F_{сп} = \frac{\pi D_я f_{сп}}{s}; \tag{4.8}$$

$D_я$ — диаметр спирали (колец);

$f_{сп}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали (кольца);

s — шаг спирали (колец).

Элементы с косвенной арматурой в виде спиралей или колец рассчитывают по формуле (4.7) при выполнении условий:

$$F_{сп} \geqslant 0{,}25 F_а; \tag{4.9}$$

$$\frac{l_0}{D} \leqslant 10, \tag{4.10}$$

где l_0 — расчетная длина сжатого элемента (см. табл. 4.1—4.3);

D — диаметр сечения.

При невыполнении хотя бы одного из условий расчет производится по формуле (4.5), т. е. без учета косвенной арматуры.

Величина предельной продольной силы, которую может воспринять элемент с учетом косвенного армирования, определяемая по формуле (4.7), не должна превышать полуторного значения продольной силы, воспринимаемой сечением без учета косвенного армирования.

Сечения центрально сжатых элементов с гибкой продольной арматурой и косвенной арматурой в виде спиральной (винтовой) обмотки или сварных колец подбирают следующим образом:

1. Задаются размерами бетонного сечения (площадью сечения ядра $F_я$) и площадью сечения продольной арматуры $F_а$.

2. Определяют приведенную площадь сечения спирали по формуле

$$F_{сп} = \frac{N_п - R_{пр}F_я - R_{а.с}F_а}{2R_а^с}.$$

3. Задаются диаметром стержня спирали $d_{сп}$ (в пределах 6—16 *мм*) и определяют шаг спирали по формуле

$$s = \frac{\pi D_я f_{сп}}{F_{сп}}.$$

Шаг спирали должен быть не менее 3 *см*, не больше 0,2 $D_я$ и не больше 8 *см*.

Центрально растянутые элементы

Центрально растянутые железобетонные элементы рассчитывают по прочности из условия (2.2):

$$N \leqslant [N].$$

Предельная продольная сила, которую может воспринять сечение, определяется по формуле

$$[N] = R_а F_а. \quad (4.11)$$

Изгибаемые элементы (симметричной относительно плоскости действия момента формы сечения)

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

Общие положения. Сечения, нормальные к продольной оси изгибаемых элементов, рассчитываются по прочности из условия (2.1):

$$M \leqslant [M].$$

Предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение (рис. 4.3) (кроме сечений с полкой в сжатой зоне) определяется по формуле

$$[M] = R_и S_б + R_{а.с} S_а, \quad (4.12)$$

где $S_б$ и $S_а$ — соответственно статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона и сжатой арматуры относительно центра тяжести растянутой арматуры A.

Рис. 4.3. Схема расположения усилий в поперечном сечении изгибаемого железобетонного элемента при расчете его по прочности.

Положение нейтральной оси, определяемое высотой сжатой зоны сечения x, а также площадь и форма сжатой зоны бетона определяются из условия

$$R_а F_а - R_{а.с} F_а' = R_и F_б. \quad (4.13)$$

Площадь сечения сжатой зоны бетона $F_б$, которая может учитываться в расчете, определяется величиной предельного момента, который может быть воспринят сжатым бетоном. Условие предельной прочности сжатой зоны бетона имеет вид:

$$S_б \leqslant \zeta S_0, \quad (4.14)$$

где ζ — коэффициент, определяемый по табл. 4.5;

S_0 — статический момент площади всего рабочего сечения бетона относительно центра тяжести растянутой арматуры A.

Таблица 4.5. Значения коэффициентов ζ

Бетон	Проектная марка бетона				
	300 и ниже	350	400	500	600
Тяжелый	0,8	—	0,8	0,7	0,75
Легкий	0,8	0,7	0,65	—	—

Для элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне при расположении нейтральной оси в ребре условие (4.14) проверяется, как для прямоугольного сечения, без учета свесов полки.

Невыполнение условия (4.14) свидетельствует о том, что сечение переармировано, то есть растянутая арматура используется не полностью и предельная несущая способность сечения определяется только прочностью сжатой зоны бетона.

Условие (4.14) не распространяется на кольцевые и круглые сечения с продольной арматурой, расположенной равномерно по периметру сечения.

Расчет сечений с учетом сжатой арматуры A', расположенной в сжатой зоне, производится при выполнении условия

$$z \leqslant h_0 - a', \tag{4.15}$$

где z — плечо внутренней пары сил, равное расстоянию между центром тяжести сжатой зоны бетона и растянутой арматурой A.

Если условие (4.15) не выполняется, прочность сжатой арматуры используется не полностью и сечения рассчитывают по формуле

$$[M] = R_a F_a (h_0 - a'). \tag{4.16}$$

Если сжатая арматура расположена относительно низко и расчет по формуле (4.16) приводит к уменьшению прочности по сравнению с расчетом по формуле (4.12) без учета сжатой арматуры A', то расчет ведется из условия (4.12) без учета сжатой арматуры A'.

Изгибаемые элементы таврового, двутаврового и других сечений рассчитывают следующим образом в зависимости от положения нейтральной оси, определяемого из уравнения

$$R_a F_a - R_{a.c} F'_a - R_и F_{б.р} - R_{пр} F_{св} = 0. \tag{4.17}$$

Если нейтральная ось проходит в полке, расположенной у сжатой стороны сечения, расчет выполняется как для прямоугольного сечения шириной $b'_п$ по формулам (4.12) и (4.16).

При этом положение нейтральной оси, соответствующее достаточной прочности сжатой зоны, должно удовлетворять условие

$$\frac{S_{б.п}}{S_{о.р} + S_{св}} \leqslant \zeta. \tag{4.18}$$

Если в элементах из бетона марки выше 400 нейтральная ось, положение которой определено из уравнения

$$S_{б.п} = \zeta (S_{о.р} + S_{св}),$$

проходит в полке, должно выполняться условие

$$M \leqslant R_и \zeta (S_{о.р} + S_{св}) + R_{a.c} S_a,$$

а при

$$S_{св} < S_{о.р} \frac{0{,}8 (b'_п - b)}{b'_п - \zeta (b'_п - b)}$$

$$M \leqslant R_и \zeta S_{о.р} \left[1 + 0{,}8 \frac{b'_п - b}{b'_п - \zeta (b'_п - b)} \right] + R_{a.c} S_a.$$

Если нейтральная ось располагается в пределах ребра, несущая способность сечения определяется по формуле

$$|M| = R_{\text{и}} S_{\text{б.р}} + R_{\text{пр}} S_{\text{св}} + R_{\text{а.с}} S_{\text{а}}, \qquad (4.19)$$

и размеры сжатой зоны бетона $F_{\text{б}}$ находятся из уравнения

$$R_{\text{а}} F_{\text{а}} - R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} - R_{\text{и}} F_{\text{б.р}} - R_{\text{пр}} F_{\text{св}} = 0. \qquad (4.20)$$

При этом сечение сжатой зоны бетона, которое может учитываться в расчете на прочность, определяется из условия

$$S_{\text{б.р}} \leqslant \xi S_{\text{о.р}}. \qquad (4.21)$$

В формулах (4.18) — (4.21) приняты обозначения:

$F_{\text{св}}$ и $S_{\text{св}}$ — площадь и статический момент свесов сжатой полки относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры A;

$F_{\text{б.р}}$ и $S_{\text{б.р}}$ — площадь и статический момент сжатой зоны ребра сечений относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры A;

$S_{\text{о.р}}$ и $S_{\text{б.п}}$ — статические моменты соответственно рабочего сечения ребра и сжатой зоны плиты относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры A.

Расчет прямоугольных сечений. Предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение с двойной арматурой (рис. 4.4) определяется в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\alpha = \frac{x}{h_0}, \qquad (4.22)$$

где $h_0 = h - a$.

Рис. 4.4. Схема прямоугольного сечения изгибаемого железобетонного элемента.

Значения относительной высоты сжатой зоны α в зависимости от коэффициентов

$$A_0 = \frac{M - R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a')}{b h_0^2 R_{\text{и}}}, \qquad (4.23)$$

$$\gamma = \frac{z}{h_0} = 1 - 0.5\alpha \qquad (4.24)$$

приведены в табл. 4.6.

Таблица 4.6. **Значения α, γ и A_0 для расчета на прочность изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых железобетонных элементов**

α (α')	γ (γ')	A_0 (A'_0)	α (α')	γ (γ')	A_0 (A'_0)
0,01	0,965	0,010	0,20	0,900	0,180
0,02	0,990	0,020	0,21	0,895	0,188
0,03	0,985	0,030	0,22	0,890	0,195
0,04	0,980	0,039	0,23	0,885	0,203
0,05	0,975	0,048	0,24	0,880	0,211
0,06	0,970	0,058	0,25	0,875	0,219
0,07	0,965	0,067	0,26	0,870	0,226
0,08	0,960	0,077	0,27	0,865	0,234
0,10	0,950	0,095	0,28	0,860	0,241
0,11	0,945	0,104	0,29	0,855	0,248
0,12	0,940	0,113	0,30	0,850	0,255
0,13	0,935	0,121	0,31	0,845	0,262
0,14	0,930	0,130	0,32	0,840	0,269
0,15	0,925	0,139	0,33	0,835	0,275
0,16	0,920	0,147	0,34	0,830	0,282
0,17	0,915	0,155	0,35	0,825	0,289
0,18	0,910	0,164	0,36	0,820	0,296
0,19	0,905	0,172	0,38	0,810	0,309

Продолжение табл. 4. 6

$\alpha(\alpha')$	$\gamma(\gamma')$	$A_0(A_0')$	$\alpha(\alpha')$	$\gamma(\gamma')$	$A_0(A_0')$
0,39	0,805	0,314	0,48	0,760	0,365
0,40	0,800	0,320	0,49	0,755	0,370
0,41	0,795	0,326	0,50	0,750	0,375
0,42	0,790	0,332	0,51	0,745	0,380
0,43	0,785	0,337	0,52	0,740	0,385
0,44	0,780	0,343	0,53	0,735	0,380
0,45	0,775	0,349	0,54	0,730	0,394
0,46	0,770	0,354	0,55	0,725	0,400
0,47	0,760	0,360			

Примечание. Для сечений с ненапрягаемой арматурой:

$$\alpha = \frac{R_a F_a + R_{a.c} F_a'}{b h_0 R_и};$$

$$A_0 = \frac{M - R_{a.c} F_a' (h_0 - a'}{b h_0^2 R_и}.$$

Для сечений с напрягаемой арматурой:

$$\alpha = \frac{R_a F_a + R_a F_н - R_{a.c} F_a' - \sigma_c' F_н')}{b h_0 R_и};$$

$$\alpha' = \frac{R_a F_a + R_a F_н + m_т \sigma_0' F_н'}{b h_0 R_и}.$$

Условные обозначения величин для элементов с напрягаемой арматурой см. в гл. 5.

Условие (4.14) записывается для прямоугольных сечений следующим образом

$$\alpha \leqslant \alpha_{макс}. \tag{4.25}$$

При этом, если условие (4.25) не выполняется, т. е. сечение переармировано, его несущая способность определяется как предельный момент, воспринимаемый сжатым бетоном при $\alpha = \alpha_{макс}$.

Значения $\alpha_{макс}$ и $A_{0\,макс}$ определяются по табл. 4.7.

Таблица 4.7. Значения $A_{0макс}$ и $\alpha_{макс}$

Марка бетона	$A_{0макс}$	$\alpha_{макс}$
400 и ниже	0,4	0,55
500	0,35	0,45
600	0,325	0,40

Примечание. Для бетонов, марки которых не соответствуют приведенным в табл. 4.7, значение $A_{0макс}$ определяется интерполяцией, а значение $\alpha_{макс}$ вычисляется по формуле

$$\alpha_{макс} = 1 - \sqrt{1 - 2A_{0макс}}.$$

Сжатая арматура учитывается в тех случаях, когда выполняется условие

$$\alpha \geqslant \frac{2a'}{h_0}. \tag{4.26}$$

Если условие (4.26) не выполняется, плечо внутренней пары z принимается равным расстоянию между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

Несущую способность изгибаемых элементов прямоугольного сечения рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.8.

Таблица 4.8. **Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$\alpha = \frac{F_а R_а - R_{а.с} F'_а}{b h_0 R_и}$	Определение относительной высоты сжатой зоны
2	Если $\alpha > \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 8, иначе — к п. 3	Проверка условия (4.26)
3	$\alpha' = \frac{F_а R_а}{b h_0 R_и}$	Определение относительной высоты сжатой зоны без учета сжатой арматуры A_2'
4	Если $\alpha' > \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 7, иначе — к п. 5	Проверка условия (4.15)
5	По табл. 4.6 в зависимости от α' определяем γ'	
6	$[M] = R_а F_а \gamma' h_0$; конец	Определение несущей способности сечения
7	$[M] = R_а F_а (h_0 - a')$; конец	То же
8	Если $\alpha > \alpha_{макс}$, перейти к п. 11, иначе — к п. 9	Проверка условия (4.25)
9	По табл. 4.6 в зависимости от α определяем A_0	
10	$[M] = A_0 b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')$; конец	Определение несущей способности сечения
11	$[M] = A_{0макс} b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')$; конец	То же

Пример 4.3. Проверить прочность прямоугольного сечения, изображенного на рис. 4.5. Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 40\ т \cdot м$; бетон марки 200 ($R_и = 100\ кг/см^2$); арматура горячекатаная из стали класса А-II ($R_а = R_{а.с} = 2700\ кг/см^2$).

Определяем несущую способность сечения по алгоритму, приведенному в табл. 4.8.

$$\alpha = \frac{F_а R_а - R_{а.с} F'_а}{b h_0 R_и} = \frac{2700\,(39{,}3 - 5{,}1)}{30 \cdot 54 \cdot 100} = 0{,}57.$$

Так как $\alpha = 0{,}57 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{54} = 0{,}111$, переходим к п. 8.

Так как $\alpha = 0{,}57 > \alpha_{макс} = 0{,}55$, переходим к п. 11.

$$[M] = A_{0макс} b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a') =$$

$$= 0{,}4 \cdot 30 \cdot 54^2 \cdot 100 + 2700 \cdot 5{,}1\,(54 - 3) = 4\,200\,000\ кг \cdot см.$$

Проверяем выполнение неравенства (2.1).

Так как $[M] = 42{,}0\ т \cdot м > M = 40\ т \cdot м$, несущая способность сечения достаточна.

Рис. 4.5. Схема расположения арматуры в сечении изгибаемого железобетонного элемента.

При подборе сечения продольной арматуры возникает необходимость в сжатой арматуре в том случае, когда при заданных размерах сечения не хватает прочности сжатой зоны.

Если принятое по конструктивным соображениям сечение сжатой арматуры $F'_{а.пр}$ существенно превышает необходимое по расчету $F'_{а.тр}$, то при определении сечения растянутой арматуры $F_а$ учитывается фактическое сечение сжатой арматуры $F'_{а.пр}$.

При подборе продольной арматуры в элементах прямоугольного сечения рекомендуется пользоваться расчетным алгоритмом, приведенным в табл. 4.9.

Таблица 4.9. **Определение сечения арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и}$	
2	Если $A_0 < A_{0макс}$, перейти к п. 14, иначе — к п. 3	Проверка необходимости сжатой арматуры
3	$F'_{а.тр} = \frac{M - A_{0макс} bh_0^2 R_и}{R_{а.с}(h_0 - a')}$	Определение требуемого сечения сжатой арматуры
4	Принимаем сечение арматуры $F'_{а.пр}$	
5	Если $F'_{а.пр} \gg F_{а.тр}$, перейти к п. 7, иначе — к п. 6	
6	$F_а = \alpha_{макс} bh_0 \frac{R_и}{R_а} + F'_{а.пр}$; конец	Определение сечения растянутой арматуры
7	По табл. 4.6 в зависимости от A_0 находим α	
8	Если $\alpha \leqslant \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 14, иначе — к п. 9.	Проверка условия (4.15)
9	$A_{01} = \frac{M - R_{а.с} F'_{а.пр}(h_0 - a')}{bh_0^2 R_и}$	A_{01} — значение коэффициента A_0 при учете сжатой арматуры $F'_{а.пр}$
10	По табл. 4.6 в зависимости от A_{01} находим α_1	
11	Если $\alpha > \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п .13, иначе — к п. 12	
12	$F_а = \frac{M}{R_а(h_0 - a')}$; конец	Определение сечения растянутой арматуры
13	$F_а = \alpha bh_0 \frac{R_и}{R_а} + F'_{а.пр}$; конец	То же
14	По табл. 4.6 в зависимости от A_0 находим γ	
15	$F_а = \frac{M}{R_а \gamma h_0}$; конец	Определение сечения растянутой арматуры

Примечание. Принятое сечение арматуры $F_а$ должно удовлетворять требования минимального армирования, т. е.

$$\mu = \frac{F_а}{bh_0} \geqslant \mu_{мин}.$$

Пример 4.4. Подобрать площадь сечения продольной арматуры в прямоугольном сечении размером $b \times h = 30 \times 60$ *см*. Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 33{,}6$ *т·м*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см*^{2}); арматура из горячекатаной стали класса А-III ($R_а = 3400$ *кг/см*^{2}).

Предполагая, что арматура может быть размещена в один ряд по ширине сечения, принимаем величину $a = 3{,}5$ *см*. Тогда $h_0 = 60 - 3{,}5 = 56{,}5$ *см*.

Определяем сечение продольной арматуры по алгоритму, приведенному в табл. 4.9.

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{3\,360\,000}{30 \cdot 56{,}5^2 \cdot 100} = 0{,}35.$$

Так как $A_0 = 0{,}35 < A_{0макс} = 0{,}4$ (сжатой арматуры не требуется), переходим к п. 14.

По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}35$ находим $\gamma = 0{,}775$.

$$F_а = \frac{M}{R_а \gamma h_0} = \frac{3\,360\,000}{3400 \cdot 0{,}775 \cdot 56{,}5} = 22{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем растянутую арматуру из 5 ⌀ 25AIII ($F_а = 24{,}54$ *см*^{2}). Так как принятые стержни могут быть размещены в один ряд, то величина a при защитном слое 2,5 *см* составит $2{,}5 + \frac{2{,}5}{2} = 3{,}75$ *см*. Это примерно соответствует принятой величине $a = 3{,}5$ *см*.

Пример 4.5. Определить сечение продольной арматуры в прямоугольном сечении размером $b \times h = 25 \times 50$ *см*. Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 25{,}0$ *т·м*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см*^{2}); арматура из горячекатаной стали класса А-II ($R_а = 2700$ *кг/см*^{2}).

Предполагая, что растянутая арматура расположена в два ряда, принимаем $a = 6$ *см*. Тогда $h_0 = 50 - 6 = 44$ *см*. Сжатая арматура располагается в один ряд — $a' = 3$ *см*. Определяем сечение продольной арматуры по алгоритму, приведенному в табл. 4.9.

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2R_и} = \frac{2\,500\,000}{25 \cdot 44^2 \cdot 100} = 0{,}516.$$

Так как $A_0 = 0{,}516 > A_{0макс} = 0{,}4$, переходим к п. 3.

$$F'_{а.тр} = \frac{M - A_{0макс}bh_0^2R_и}{R_{а.с}(h_0 - a')} = \frac{2\,500\,000 - 0{,}4 \cdot 25 \cdot 44^2 \cdot 100}{2700\,(44 - 3)} = 5{,}05 \ см^2.$$

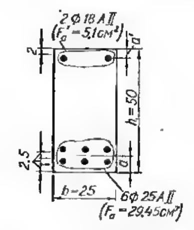


Рис. 4.6. Принятая схема расположения арматуры в поперечном сечении изгибаемого железобетонного элемента.

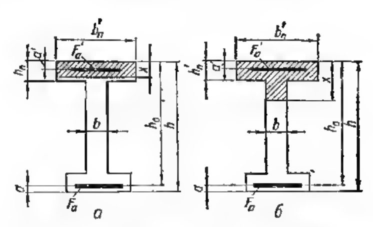


Рис. 4.7. Схема сечения железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне при расположении нейтральной оси:
а — в полке, *б* — в ребре

Принимаем сжатую арматуру из 2∅18АII ($F_{а.пр} = 5{,}09$ *см*^{2}).

Так как $F'_{а.пр} = 5{,}09 \ см^2 \approx F'_{а.тр} = 5{,}05 \ см^2$, переходим к п. 6.

$$F_а = \alpha_{макс}bh_0\frac{R_и}{R_а} + F'_{а.пр} = 0{,}55 \cdot 25 \cdot 44 \cdot \frac{100}{2700} + 5{,}09 = 27{,}49 \ см^2.$$

Принимаем растянутую арматуру из 6 ∅ 25АII ($F_а = 29{,}45$ *см*^{2}).

Схема армирования сечения приведена на рис. 4.6. Так как расположение арматуры примерно соответствует принятым значениям a и a', уточнение расчета не требуется.

Расчет тавровых и двутавровых сечений. Предельный изгибающий момент, который может воспринять заданное сечение, определяется в зависимости от положения нейтральной оси.

Если нейтральная ось находится в пределах сжатой полки (рис. 4.7, *а*), т. е. выполняется условие

$$R_аF_а \leqslant R_иb'_пh'_п + R_{а.с}F'_а, \tag{4.27}$$

расчет производится, как для прямоугольного сечения шириной $b_п$. При этом для сечений, которым соответствует величина коэффициента $A_{св}$, расположенная в табл. 4.10 ниже жирной черты, величина A_0 принимается не более

$$A_{0макс} \cdot \frac{1 + 2{,}5A_{св}}{\frac{b'_п}{b}}.$$

Если нейтральная ось проходит в ребре (рис. 4.7, *б*), т. е. условие (4.27) не выполняется, несущая способность сечения определяется по формуле

$$[M] = (A_0 + A_{св})\,bh_0^2R_и + R_{а.с}F'_а(h_0 - a'), \tag{4.28}$$

Таблица 4.10. **Значения $A_{св}$ и $\alpha_{св}$ для расчета на прочность тавровых сечений**

$b'_п/b$	Значения $A_{св}$ (в числителе) и $\alpha_{св}$ (в знаменателе) при отношении $\frac{h'_п}{h_0}$															
	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25
1,5	0,038/0,04	0,042/0,044	0,045/0,048	0,049/0,05	0,052/0,056	0,056/0,06	0,059/0,06	0,06/0,07	0,066/0,072	0,069/0,076	0,07/0,08	0,08/0,08	0,08/0,09	0,08/0,09	0,08/0,10	0,09/0,10
2,0	0,076/0,08	0,08/0,088	0,10/0,09	0,10/0,10	0,104/0,112	0,11/0,12	0,12/0,13	0,12/0,14	0,13/0,14	0,14/0,15	0,14/0,16	0,15/0,17	0,16/0,18	0,16/0,18	0,17/0,19	0,18/0,20
2,5	0,114/0,12	0,12/0,13	0,14/0,14	0,15/0,16	0,16/0,17	0,17/0,18	0,18/0,19	0,19/0,20	0,20/0,22	0,21/0,23	0,22/0,24	0,23/0,25	0,24/0,26	0,24/0,28	0,25/0,29	0,26/0,30
3,0	0,152/0,16	0,17/0,18	0,18/0,19	0,19/0,21	0,21/0,22	0,22/0,24	0,24/0,26	0,25/0,27	0,26/0,29	0,28/0,30	0,29/0,32	0,30/0,34	0,31/0,35	0,33/0,37	0,34/0,38	0,35/0,40
3,5	0,19/0,20	0,21/0,22	0,23/0,24	0,24/0,26	0,26/0,28	0,28/0,30	0,29/0,32	0,31/0,34	0,33/0,36	0,34/0,38	0,36/0,40	0,38/0,42	0,39/0,44	0,41/0,46	0,42/0,48	0,44/0,50
4,0	0,23/0,24	0,25/0,26	0,27/0,29	0,29/0,31	0,31/0,34	0,33/0,36	0,35/0,38	0,37/0,41	0,39/0,43	0,41/0,46	0,43/0,48	0,45/0,50	0,47/0,53	0,49/0,55	0,51/0,58	0,53/0,60
4,5	0,27/0,28	0,29/0,31	0,32/0,34	0,34/0,36	0,36/0,39	0,39/0,42	0,41/0,45	0,44/0,48	0,46/0,50	0,48/0,53	0,50/0,56	0,53/0,59	0,55/0,62	0,57/0,64	0,59/0,67	0,61/0,70
5,0	0,30/0,32	0,33/0,35	0,36/0,38	0,39/0,42	0,42/0,45	0,44/0,48	0,47/0,51	0,60/0,64	0,52/0,58	0,55/0,61	0,58/0,64	0,60/0,67	0,63/0,70	0,55/0,74	0,68/0,77	0,70/0,80
5,5	0,34/0,36	0,37/0,40	0,41/0,43	0,44/0,47	0,47/0,50	0,50/0,54	0,53/0,68	0,56/0,61	0,59/0,65	0,62/0,68	0,65/0,72	0,68/0,76	0,71/0,79	0,73/0,83	0,76/0,86	0,70/0,99
6,0	0,38/0,40	0,42/0,44	0,45/0,48	0,49/0,52	0,52/0,56	0,56/0,60	0,59/0,64	0,62/0,68	0,66/0,72	0,69/0,76	0,72/0,80	0,75/0,84	0,78/0,88	0,81/0,92	0,85/0,96	0,88/1,00
6,5	0,42/0,44	0,46/0,48	0,50/0,53	0,54/0,57	0,57/0,62	0,61/0,66	0,65/0,70	0,69/0,75	0,72/0,79	0,76/0,84	0,79/0,88	0,83/0,92	0,88/0,97	0,91/1,01	0,93/1,06	0,96/1,10

7,0	0,46/0,48	0,50/0,53	0,54/0,68	0,58/0,62	0,63/0,67	0,67/0,72	0,71/0,77	0,75/0,82	0,79/0,86	0,83/0,91	0,86/0,96	0,90/1,01	0,94/1,06	0,99/1,10	1,01/1,15	1,05/1,20
7,5	0,49/0,52	0,54/0,57	0,59/0,62	0,63/0,68	0,68/0,73	0,72/0,78	0,77/0,83	0,81/0,88	0,85/0,94	0,90/0,99	0,94/1,04	0,98/1,09	1,02/1,14	1,08/1,20	1,10/1,25	1,14/1,30
8,0	0,53/0,56	0,58/0,62	0,63/0,67	0,68/0,73	0,73/0,78	0,78/0,84	0,83/0,90	0,89/0,95	0,92/1,01	0,97/1,06	1,01/1,12	1,05/1,18	1,10/1,23	1,14/1,29	1,18/1,34	1,23/1,40
9,0	0,61/0,64	0,67/0,70	0,72/0,77	0,78/0,83	0,83/0,90	0,89/0,96	0,94/1,02	1,00/1,09	1,05/1,15	1,10/1,22	1,15/1,28	1,20/1,34	1,25/1,41	1,30/1,47	1,35/1,54	1,40/1,60
10,0	0,68/0,72	0,75/0,79	0,81/0,86	0,88/0,94	0,94/1,01	0,99/1,08	1,06/1,15	1,12/1,22	1,18/1,30	1,24/1,37	1,30/1,44	1,35/1,51	1,41/1,58	1,47/1,66	1,52/1,73	1,58/1,80
11,0	0,76/0,80	1,83/0,88	0,90/0,96	0,97/1,04	1,04/1,12	1,11/1,20	1,18/1,28	1,25/1,36	1,31/1,44	1,38/1,52	1,44/1,60	1,50/1,68	1,57/1,76	1,63/1,84	1,69/1,92	1,75/2,00
12,0	0,84/0,88	0,92/0,97	0,99/1,06	1,07/1,14	1,14/1,23	1,22/1,32	1,30/1,41	1,37/1,50	1,44/1,58	1,51/1,67	1,58/1,76	1,65/1,85	1,72/1,94	1,79/2,02	1,86/2,11	1,93/2,20
13,0	0,91/0,96	1,00/1,06	1,09/1,15	1,17/1,25	1,25/1,34	1,33/1,44	1,42/1,54	1,50/1,63	1,57/1,73	1,65/1,82	1,73/1,92	1,80/2,02	1,88/2,11	1,95/2,21	2,03/2,30	2,10/2,40
14,0	0,99/1,04	1,08/1,14	1,17/1,25	1,26/1,35	1,36/1,46	1,44/1,56	1,53/1,66	1,64/1,77	1,70/1,87	1,79/1,98	1,87/2,08	1,95/2,18	2,04/2,29	2,11/2,39	2,19/2,50	2,27/2,60
15,0	1,07/1,12	1,16/1,23	1,26/1,34	1,36/1,46	1,46/1,57	1,65/1,68	1,65/1,79	1,74/1,90	1,83/2,02	1,93/2,13	2,02/2,24	2,11/2,35	2,19/2,46	2,28/2,58	2,36/2,69	2,45/2,80

Примечание. Значения величин $A_{св}$ и $\alpha_{св}$ определяются по формулам:

$$A_{св} = 0,8 \frac{(b'_п - b) h'_п}{bh_0} \left(1 - 0,5 \frac{h'_п}{h_0}\right);$$

$$\alpha_{св} = 0,8 \frac{(b'_п - b) h'_п}{bh_0}.$$

где A_0 определяется по табл. 4.6 в зависимости от

$$\alpha = \alpha_1 - \alpha_{св}; \qquad (4.29)$$

$$\alpha_1 = \frac{F_a R_a - R_{a.c} F'_a}{b h_0 R_и}; \qquad (4.30)$$

$A_{св}$ и $\alpha_{св}$ — коэффициенты, определяемые по табл. 4.10.

При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение $h'_п$ равным средней высоте свесов. Ширина сжатой полки $b'_п$, вводимая в расчет, определяется в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 66.

Сечение сжатой арматуры F'_a учитывается во всех случаях только при $\alpha < \frac{2a'}{h_0}$.

Несущую способность элементов с полкой в сжатой зоне рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.11.

Таблица 4.11. **Определение несущей способности изгибаемых элементов таврового сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если $F_a R_a > R_и b'_п h'_п + R_{a.c} F'_a$, перейти к п. 3, иначе — к п. 2	Проверка условия (4.27)
2	Величина $[M]$ определяется по алгоритму, приведенному в табл. 4.8 для прямоугольного сечения шириной $b'_п$; конец	При определении $[M]$ по алгоритму табл. 4.8, если величина $A_{св}$, определяемая по табл. 4.10, лежит ниже жирной черты, должно выполняться условие $A_0 \leqslant A_{0макс} \frac{1+2{,}5A_{св}}{b'_п/b}$
3	В зависимости от $\frac{h'_п}{h_0}$ и $\frac{b'_п}{b_0}$ по табл. 4.10 определяем $A_{св}$ и $\alpha_{св}$	
4	Если $F'_a = 0$, перейти к п. 8, иначе — к п. 5	
5	$\alpha_1 = \frac{F_a R_a - F'_a R_{a.c}}{b h_0 R_и}$	Определение относительной высоты сжатой зоны
6	$\alpha = \alpha_1 - \alpha_{св}$	
7	Если $\alpha < \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 12, иначе — к п. 8	
8	$\alpha'_1 = \frac{F_a R_a}{b h_0 R_и}$	Определение относительной высоты сжатой зоны без учета арматуры A'
9	$\alpha' = \alpha'_1 - \alpha_{св}$	
10	В зависимости от α' по табл. 4.6 находим A_0	
11	$[M] = (A_0 + A_{св}) b h_0^2 R_и$; конец	Определение несущей способности сечения
12	В зависимости от α по табл. 4.6 находим A_0	
13	$[M] = (A_0 + A_{св}) b h_0^2 R_и + R_{a.c} F'_a (h_0 - a')$; конец	Определение несущей способности сечения

Пример 4.6. Проверить прочность сечения тавровой балки (рис. 4.8). Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 13$ *т · м*, бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); арматура из горячекатаной стали класса А-III ($R_a = 3400$ *кг/см²*).

Определяем несущую способность сечения по алгоритму, приведенному в табл. 4.11.

Так как $R_a F_a = 3400 \cdot 9{,}82 = 33\,400 > R_и b'_п h'_п = 100 \cdot 40 \cdot 6 = 24\,000$, переходим к п. 3.

По табл. 4.10 в зависимости от $\frac{h'_п}{h_0} = \frac{6}{46} = 0{,}13$ и $\frac{b'_п}{b} = \frac{40}{20} = 2$ находим $A_{св} = 0{,}10$ и $\alpha_{св} = 0{,}10$.

Рис. 4.8. Схема сечения тавровой железобетонной балки

Так как $F_a' = 0$, переходим к п. 8.

$$\alpha_1' = \frac{F_a R_a}{b h_0 R_и} = \frac{9{,}82 \cdot 3400}{20 \cdot 46 \cdot 100} = 0{,}362.$$

$$\alpha' = \alpha_1' - \alpha_{св} = 0{,}362 - 0{,}10 = 0{,}262.$$

При $\alpha' = 0{,}262$ по табл. 4.6 находим $A_0 = 0{,}228$.

$$[M] = (A_0 + A_{св})\, b h_0^2 R_и = (0{,}228 + 0{,}10)\, 20 \cdot 46^2 \cdot 100 = 1\,385\,000\ кг \cdot см$$

Так как $[M] = 13{,}85\ т \cdot м > M = 13\ т \cdot м$, несущая способность сечения достаточна.

Требуемое сечение арматуры в элементах таврового или двутаврового сечения рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.12.

Таблица 4.12. **Определение сечения арматуры в изгибаемых элементах таврового сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	В зависимости от $\frac{h_п'}{h_0}$ и $\frac{b_п'}{b}$ по табл. 4.10 находим $A_{сп}$ и $\alpha_{сп}$	
2	$F'_{а.тр} = \frac{M - (A_{0макс} + A_{св})\, b h_0^2 R_и}{R_{а.с}(h_0 - a')}$	Определение необходимого сечения сжатой арматуры
3	Если $F'_{а.тр} \leqslant 0$, принять $F_a' = 0$, иначе $F_a' = F'_{а.тр}$	
4	В зависимости от $\frac{h_п'}{h_0}$ и $\frac{b_п'}{b}$ по табл. 4.13 находим $A_п$	Если величина $A_п$ находится за пределами числовых значений табл. 4.13, перейти к п. 6
5	Если $M > A_п b h_0^2 R_и + R_{а.с} F_a' (h_0 - a')$, перейти к п. 7, иначе — к п. 6	Проверка положения нейтральной оси
6	Величина F_a определяется по алгоритму, приведенному в табл. 4.9, для прямоугольного сечения шириной $b_п'$; конец	При определении F_a по алгоритму, приведенному в табл. 4.9, если величина $A_{св}$, определяемая по табл. 4.10, лежит ниже жирной черты, должно выполняться условие $A_0 \leqslant A_{0макс} \frac{1 + 2{,}5 A_{св}}{b_п'/b}$
7	$A_{01} = \frac{M - R_{а.с} F_a' (h_0 - a')}{b h_0^2 R_и}$	
8	$A_0 = A_{01} - A_{св}$	
9	В зависимости от A_0 по табл. 4.6 находим α	
10	$F_a (\alpha + \alpha_{св})\, b h_0 \frac{R_и}{R_a} + F_a'$; конец	Определение сечения растянутой арматуры

Примечание. Принятое сечение арматуры F_a должно удовлетворять требованиям минимального армирования, т. е. $\mu = \frac{F_a}{b h_0} \geqslant \mu_{мин}$.

Пример 4.7. Определить сечение продольной арматуры в главной балке монолитного ребристого перекрытия (рис. 4.9). Расчетные данные: шаг и пролет главных балок 6 *м*; бетон марки 200 ($R_и = 100\ кг/см^2$); арматура из горячекатаной стали класса A-III ($R_a = R_{а.с} = 3400\ кг/см^2$); расчетный изгибающий момент $M = 25\ т \cdot м$.

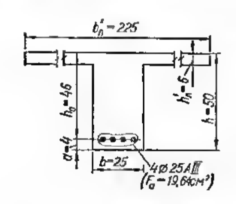


Рис. 4.9. Схема сечения главной балки монолитного ребристого перекрытия.

Определяем в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 66, ширину плиты, учитываемую в расчете

$$b'_п = 2\,\frac{600}{6} + 25 = 225 \text{ см.}$$

Считая, что растянутая и сжатая арматуры могут быть размещены в один ряд, принимаем $a = 4$ *см*, $a' = 3$ *см*. Тогда

$$h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ см.}$$

Определяем сечение продольной арматуры по алгоритму, приведенному в табл. 4.12.

В зависимости от значений $\frac{h'_п}{h_0} = \frac{6}{46} = 0{,}130$ и $\frac{b'_п}{b} = \frac{225}{25} = 9$ по табл. 4.10 находим $A_{св} = 0{,}78$ и $\alpha_{св} = 0{,}83$.

$$F'_{a.тр} = \frac{M - (A_{0макс} + A_{св})bh_0^2R_и}{R_{a.c}(h_0 - a')} = \frac{2\,500\,000 - (0{,}4 + 0{,}78)\,25 \cdot 46^2 \cdot 100}{3400\,(46 - 3)} < 0.$$

Так как $F'_{a.тр} < 0$, в дальнейшем расчете принимаем $F'_a = 0$.

В зависимости от $\frac{h'_п}{h_0} = 0{,}13$ и $\frac{b'_п}{b} = 9$ по табл. 4.13 находим $A_п = 1{,}1$.

Таблица 4.13. **Значения $A_п$ для расчета на прочность тавровых сечений**

$b'_п/b$	$h'_п/h_0$															
	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25
1,5	0,14	0,16	0,17	0,18	0,20	0,21	0,22	0,23	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,31	0,32	0,33
2,0	0,19	0,21	0,23	0,24	0,26	0,28	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,41	0,42	0,44
2,5	0,24	0,26	0,28	0,31	0,33	0,35	0,37	0,39	0,41	0,43	0,45	0,47	0,49	0,51	0,53	0,55
3,0	0,29	0,31	0,34	0,37	0,39	0,42	0,44	0,47	0,49	0,52	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,66
3,5	0,33	0,36	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51	0,55	0,57	0,60	0,63	0,66	0,69	0,71	0,74	0,77
4,0	0,38	0,42	0,45	0,49	0,52	0,56	0,59	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78	0,82	0,84	0,88
4,5	0,43	0,47	0,51	0,55	0,59	0,63	0,66	0,70	0,74	0,78	0,81	0,85	0,88	0,92	0,95	0,99
5,0	0,48	0,52	0,57	0,61	0,65	0,70	0,74	0,78	0,82	0,86	0,90	0,94	0,98	1,01	1,06	1,10
5,5	0,52	0,57	0,62	0,67	0,74	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,99	1,04	1,08	1,12	1,16	
6,0	0,57	0,62	0,68	0,73	0,78	0,83	0,88	0,94	0,98	1,03	1,08	1,13	1,18			
6,5	0,62	0,68	0,73	0,79	0,85	0,90	0,96	1,02	1,07	1,12	1,17	1,22				
7,0	0,67	0,73	0,79	0,85	0,91	0,97	1,03	1,09	1,15	1,20	1,26					
7,5	0,72	0,78	0,85	0,92	0,98	1,04	1,10	1,17	1,23							
8,0	0,76	0,83	0,90	0,98	1,04	1,11	1,18	1,25								
9,0	0,86	0,94	1,02	1,10	1,17	1,26	1,32									
10,0	0,95	1,04	1,13	1,22	1,30	1,39										
11,0	1,05	1,14	1,24	1,34	1,43											
12,0	1,14	1,25	1,36	1,47												
13,0	1,24	1,35	1,47													
14,0	1,33	1,46														
15,0	1,43	1,56														

Примечание. При отношениях $\frac{b'_п}{b}$ и $\frac{h'_п}{h_0}$, находящихся за пределами числовых значений таблицы, нейтральная ось сечения таврового элемента всегда проходит в полке.

Так как $M = 2\,500\,000 < A_п bh_0^2R_и = 1{,}1 \cdot 25 \cdot 46^2 \cdot 100 = 5\,800\,000$, переходим к п. 6 и дальнейший расчет выполняем по алгоритму табл. 4.9 для прямоугольного сечения шириной $b = b'_п = 225$ *см*. При этом, так как величина $A_{св}$ расположена в табл. 4.10 выше жирной черты, дополнительное условие, приведенное в пояснениях к п. 6 табл. 4.12, не учитываем.

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2R_и} = \frac{2\,500\,000}{225 \cdot 46^2 \cdot 100} = 0{,}054.$$

Так как $A_0 = 0{,}054 < A_{0макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14.

В зависимости от $A_0 = 0{,}054$ по табл. 4.6 находим $\gamma = 0{,}972$.

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{2\,500\,000}{3400 \cdot 0{,}972 \cdot 46} = 16{,}5\ см^2.$$

Принимаем продольную арматуру из 4 ⌀ 25AIII ($F_a = 19{,}64\ см^2$).

Схема расположения арматуры в сечении элемента показана на рис. 4.9. При защитном слое толщиной 2,5 *см* расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести арматуры составляет $2{,}5 + \frac{2{,}5}{2} = 3{,}75$ *см*, т. е. незначительно отличается от предварительно назначенной величины $a = 4$ *см*.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, ПО ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ

Общие положения. Размеры сечений изгибаемых элементов должны удовлетворять условие прочности бетона при действии главных сжимающих напряжений

$$Q \leqslant 0{,}25 R_и b h_0. \tag{4.31}$$

При переменной ширине b по высоте сечения элемента в расчет по поперечной силе вводится наименьшая ширина элемента в пределах рабочей высоты.

Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе может не выполняться, если по всей длине элемента соблюдается условие

$$Q \leqslant R_р b h_0. \tag{4.32}$$

Расчет прочности изгибаемых элементов по поперечной силе производится в наклонных сечениях, проходящих через: грань опоры; границу изменения интенсивности поперечного армирования; начало отгибов при наличии отогнутой арматуры.

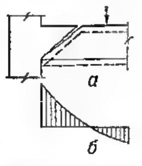


Рис. 4.10. Расположение наклонного сечения, рассчитываемого по прочности на действие поперечной силы (*а*) и эпюра моментов (*б*).

При расчете прочности элементов по поперечной силе рассматриваются наклонные сечения, проходящие из растянутой грани в сжатую в направлении увеличения изгибающего момента. Рассматриваются также такие наклонные сечения, когда под воздействием внешней нагрузки могут произойти взаимные линейные перемещения по направлению действия поперечных сил частей элемента, отделенных друг от друга рассматриваемым наклонным сечением (рис. 4.10).

За расчетное значение поперечной силы в наклонном сечении принимается равнодействующая всех поперечных сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого сечения. Величина расчетной поперечной силы в наклонном сечении

$$Q = Q_1 - \sum P_i, \tag{4.33}$$

где Q_1 — поперечная сила в сечении, нормальном к оси элемента, проведенном через начало наклонного сечения в рассматриваемой части элемента, отсеченной наклонной трещиной;

$\sum P_i$ — сумма внешних нагрузок, приложенных к рассматриваемой части элемента, отсеченной наклонной трещиной, в пределах длины проекции наклонного сечения.

При определении нагрузок, уменьшающих величину поперечной силы, учитываются только сосредоточенные нагрузки P_i, приложенные к наружной грани элемента, и равномерно распределенная нагрузка p_i, которая реально действует постоянно на данном участке и не может быть перемещена (собственный вес конструкции, гидростатическое давление и т. п.). Равномерно распределенная нагрузка p_i от собственного веса элемента в пределах наклонного сечения вводится с коэффициентом 0,5.

При подвижной нагрузке расчет производится по огибающей эпюре Q. Любое наклонное сечение должно удовлетворять условие

$$Q \leqslant [Q]. \tag{4.34}$$

При этом величина предельной поперечной силы, воспринимаемой наклонным сечением элемента, определяется по формуле

$$[Q] = \sum R_{a.x} F_0 \sin\alpha + \sum R_{a.x} F_x + Q_б, \tag{4.35}$$

где F_0 — площадь сечения всех отогнутых стержней, расположенных в одной (наклонной к оси элемента) плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение;

α — угол наклона плоскости отгибов к продольной оси элемента;

F_x — площадь сечения поперечных стержней (хомутов), расположенных в одной, нормальной к продольной оси элемента плоскости; при одинаковом диаметре поперечных стержней (хомутов)

$$F_x = n_x f_x; \tag{4.36}$$

f_x — площадь сечения одного поперечного стержня (одной ветви хомута);

n_x — число поперечных стержней (ветвей хомутов), расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости;

$Q_б$ — проекция предельного усилия в бетоне наклонного сечения на нормаль к продольной оси элемента;

$$Q_б = \frac{0{,}15 R_и b h_0^2}{c}; \tag{4.37}$$

c — проекция сечения на продольную ось элемента.

Для элементов конструкций из легких бетонов, изготовленных на искусственных и естественных пористых заполнителях, независимо от вида песка, за исключением перлитового, коэффициент 0,15 в формулах (4.37), (4.44), (4.48), (4,50) и (4.57) следует заменить на 0,12, а при применении вспученного перлитового песка и для поризованных легких бетонов — на 0,1.

В величину $\sum R_{a.x} F_x$ входят предельные усилия во всех поперечных стержнях, пересекающих рассматриваемое наклонное сечение, кроме усилий в поперечных стержнях, расположенных у концов этого сечения. Если в пределах наклонного сечения значения $R_{a.x} F_x$ одинаковы для всех плоскостей поперечных стержней и эти плоскости расположены на равных расстояниях u, то значение $\sum R_{a.x} F_x$ определяется по формуле

$$\sum R_{a.x} F_x = R_{a.x} F_x \left(\frac{c}{u} - 1\right), \tag{4.38}$$

где отношение $\frac{c}{u}$ округляется до целого меньшего числа.

Расстояние между поперечными стержнями (хомутами), между концом предыдущего и началом последующего отгиба, а также между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре в тех случаях, когда поперечные стержни и отгибы требуются по расчету, должно быть не более величины

$$u_{макс} = \frac{0{,}1 R_и b h_0^2}{Q}. \tag{4.39}$$

Расчет элементов, армированных поперечными стержнями (хомутами). Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе в элементах, армированных поперечными стержнями (без отгибов), может не производиться, если выполняется условие

$$Q \leqslant s R_и b h_0, \tag{4.40}$$

где s — коэффициент, определяемый по табл. 4.14.

Таблица 4.14. **Значения коэффициента s для расчета поперечной арматуры**

Вид поперечной арматуры	Диаметр поперечных стержней d_x, мм	Марка бетона															
		200						300					400				
		Рабочая высота сечения h_0, см															
		15	20	25	30	40	50 и более	15	20	25	30	40 и более	15	20	25	30	40 и более
Обыкновенная арматурная проволока	3	0	0	0,06	0,15	0,17	0,17	0	0,02	0,13	0,15	0,15	0	0	0,12	0,14	0,14
	4	0	0,02	0,11	0,19	0,19	0,19	0	0,09	0,17	0,17	0,17	0	0,07	0,15	0,15	0,15
	5	0	0,08	0,15	0,21	0,21	0,21	0,04	0,13	0,18	0,18	0,18	0,03	0,14	0,15	0,15	0,15
Сталь горячекатаная класса А-I	6	0	0	0	0,02	0,14	0,16	0		0,01	0,08	0,14	0	0	0	0,07	0,12
	8	0	0	0,03	0,09	0,18	0,18	0	0,03	0,09	0,15	0,15	0	0,01	0,08	0,14	0,14
	10	0	0,04	0,10	0,15	0,19	0,19	0,04	0,11	0,17	0,17	0,17	0,03	0,09	0,15	0,15	0,15
	12	0,06	0,11	0,16	0,21	0,21	0,21	0,12	0,18	0,18	0,18	0,18	0,10	0,16	0,16	0,16	0,16
	14	0,12	0,17	0,2	0,22	0,22	0,22	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
То же, А-II	10	0,12	0,18	0,20	0,20	0,20	0,20	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
	12	0,19	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
	14	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
	16	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
	18	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
» А-III	6	0,10	0,18	0,20	0,20	0,20	0,20	0,16	0,18	0,18	0,18	0,18	0,15	0,16	0,16	0,16	0,16
	8	0,19	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
	10	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
	12	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	14	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21

Примечание. Данными табл. 4.14 следует пользоваться при допустимой ширине раскрытия наклонных трещин 0,3 *мм* и при отношении расчетной поперечной силы к нормативной не более 1,3.

В этом случае поперечное армирование назначается по расчету на раскрытие наклонных трещин.

Проверка прочности по перечной силе элемента с равномерным поперечным армированием по длине элемента (рис. 4.11) производится для невыгоднейшего наклонного сечения, проходящего через опору, из условия

$$Q \leqslant Q_{x.б}, \qquad (4.41)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через ближайшую к опоре точку пересечения наклонного сечения с гранью балки (у опоры и в местах изменения интенсивности поперечного армирования);

$Q_{x.б}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и поперечными стержнями (хомутами) в невыгоднейшем сечении.

Для элементов, армированных хомутами, нормальными к продольной оси, величина $Q_{x.б}$ определяется по формуле

$$Q_{x.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_x} - R_{a.x} F_x, \qquad (4.42)$$

где

$$q_x = \frac{R_{a.x} F_x}{u}; \qquad (4.43)$$

u — расстояние между поперечными стержнями (хомутами), измеренное по длине элемента (шаг хомутов).

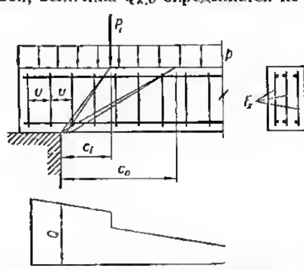


Рис. 4.11. Наиболее опасные наклонные сечения в изгибаемом железобетонном элементе с постоянным по длине поперечным армированием

Для элементов конструкций из легких бетонов, изготовленных на искусственных и естественных пористых заполнителях, независимо от вида песка, за исключением перлитового, коэффициент 0,6 в формулах (4.42) и (4.47) следует заменить на 0,48, а при применении вспученного перлитового песка и для поризованных легких бетонов — на 0,4.

При определении величины q_x рекомендуется пользоваться данными табл. 4.15.

Таблица 4.15. Значения $\frac{F_x}{u}$ (*см²/м*) для подбора поперечной арматуры

Расстояние между хомутами *u*, *мм*	Количество ветвей n_x	Диаметр ветви d_x, *мм*									
		3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	8,0	10,0	12,0
50	1	1,42	1,92	2,52	3,18	—	—	—	—	—	—
	2	2,84	3,84	5,04	6,36	—	—	—	—	—	—
	3	4,26	5,76	7,56	9,54	—	—	—	—	—	—
	4	5,68	7,68	10,08	12,72	—	—	—	—	—	—
75	1	0,95	1,28	1,68	2,12	2,61	3,17	3,70	6,72	—	—
	2	1,00	2,56	3,36	4,24	5,22	6,34	7,54	13,44	—	—
	3	2,85	3,84	5,04	6,36	7,83	9,51	11,31	20,16	—	—
	4	3,80	5,12	6,72	8,48	10,44	12,68	15,08	26,88	—	—
100	1	0,71	0,96	1,26	1,59	1,96	2,38	2,83	5,03	7,85	—
	2	1,42	1,92	2,52	3,18	3,92	4,76	5,66	10,06	15,70	—
	3	2,13	2,88	3,78	4,77	5,88	7,14	8,49	15,09	23,55	—
	4	2,84	3,84	5,04	6,36	7,84	9,52	11,32	20,12	31,40	—

Продолжение табл. 4.15

Расстояние между хомутами u, мм	Количество ветвей n_x	Диаметр ветви d_x, мм									
		3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	8,0	10,0	12,0
125	1	0,57	0,77	1,01	1,27	1,57	1,90	2,26	4,02	6,28	—
	2	1,13	1,54	2,01	2,54	3,14	3,81	4,52	8,04	12,56	—
	3	1,70	2,30	3,02	3,81	4,71	5,71	6,78	12,06	18,84	—
	4	2,27	3,07	4,02	5,08	6,28	7,62	9,04	16,08	25,12	—
150	1	0,48	0,64	0,84	1,06	1,31	1,59	1,89	3,36	5,24	7,55
	2	0,95	1,28	1,68	2,12	2,61	3,18	3,78	6,72	10,48	15,10
	3	1,43	1,92	2,52	3,18	3,92	4,77	5,67	10,08	15,72	22,65
	4	1,90	2,56	3,36	4,24	5,22	6,36	7,56	13,44	20,96	30,20
200	1	0,36	0,48	0,63	0,79	0,98	1,19	1,42	2,52	3,93	5,66
	2	0,71	0,96	1,26	1,59	1,96	2,38	2,83	5,03	7,85	11,32
	3	1,07	1,44	1,89	2,39	2,94	3,57	4,25	7,55	11,78	16,98
	4	1,42	1,92	2,52	3,18	3,92	4,76	5,66	10,06	15,70	22,54
250	1	0,28	0,38	0,50	0,64	0,79	0,95	1,13	2,01	3,14	4,53
	2	0,57	0,77	1,01	1,27	1,57	1,91	2,26	4,02	6,28	9,06
	3	0,85	1,15	1,51	1,91	2,36	2,86	3,39	6,03	9,52	13,59
	4	1,14	1,54	2,01	2,54	3,14	3,81	4,52	8,04	12,56	18,12
300	1	0,24	0,32	0,42	0,53	0,65	0,79	0,95	1,68	2,62	3,77
	2	0,48	0,64	0.84	1,06	1,31	1,59	1,89	3,36	5,24	7,54
	3	0,71	0,96	1,36	1,59	1,96	2,38	2,83	5,04	7,85	11,31
	4	0,95	1,28	1.68	2,12	2,61	3,18	3,78	6,72	10.48	15,08

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента равна увеличенной до целого числа шагов хомутов величине c_0

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15 R_u b h_0^2}{q_x}}\,. \tag{4.44}$$

Величины $Q_{x.б}$ и c_0 рекомендуется для упрощения вычислений определять по формулам:

$$Q_{x.б} = \varepsilon b h_0 R_u \tag{4.45}$$

и

$$c_0 = \delta_0 h, \tag{4.46}$$

где ε и δ_0 — коэффициенты, определяемые по графикам на рис. 4.12 и 4.13 в зависимости от значений

$$D_0 = \frac{F_x R_{a.x}}{b h_0 R_u} \quad \text{и} \quad v = \frac{u}{h_0}\,.$$

При этом величина ε принимается не более 0,25, а величина v должна быть не больше принимаемой по конструктивным соображениям и не более $0{,}1/\varepsilon$.

Для элементов, армированных хомутами, наклонными к продольной оси под углом 45° и расположенными друг от друга на расстоянии u (измеренном в направлении продольной оси) не более $h_0/2$, значения $Q_{x.б}$ и c_0 определяются по формулам:

$$Q_{x.б} = \sqrt{0{,}6 R_u b h_0^2 q_{x1}} + q_{x1}(h_0 - u); \tag{4.47}$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15 R_u b h_0^2}{q_{x1}}}\,, \tag{4.48}$$

где

$$q_{x1} = \frac{q_x}{\sqrt{2}}.$$

При наличии в пределах наклонного сечения фактической сплошной равномерно распределенной нагрузки p, приложенной к верхней грани элемента, значение $Q_{x.б}$ определяется по формуле (4.42), в подкоренном выражении которой величина q_x заменяется величиной $(q_x + p)$. Нагрузка от

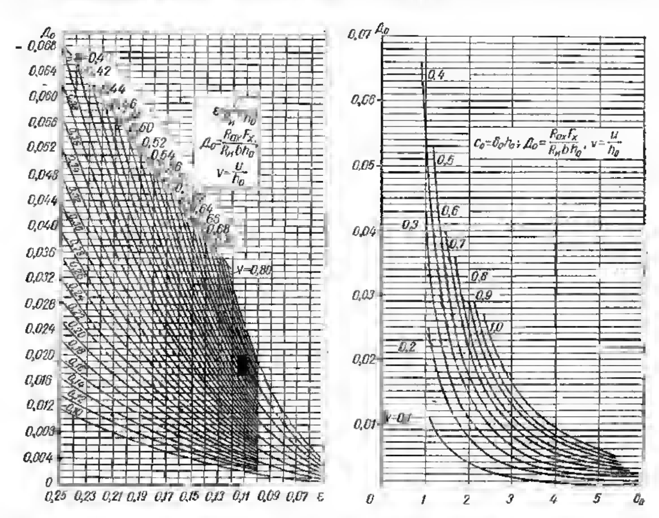


Рис. 4.12. Значения коэффициентов ε и D_0 для расчета прочности наклонных сечений по поперечной силе.

Рис. 4.13. Значения коэффициента δ_0 для определения положения невыгоднейшего наклонного сечения при расчете его по прочности на действие поперечной силы.

собственного веса рассчитываемого элемента входит в нагрузку p с коэффициентом 0,5.

При наличии в пределах невыгоднейшего наклонного сечения c_0 сосредоточенной нагрузки P_i, т. е. когда $c_i < c_0$ (см. рис. 4.11), проверка прочности по поперечной силе производится:

для невыгоднейшего наклонного сечения из условия

$$Q - P_i \leqslant Q_{x.б}; \tag{4.49}$$

для наклонного сечения, направленного к точке приложения сосредоточенной силы P_i, из условия

$$Q \leqslant q_x (c_i' - u) + \frac{0{,}15 R_и b h_0^2}{c_i}; \tag{4.50}$$

где c_i — длина проекции наклонного сечения, направляемого к точке приложения сосредоточенной силы P_i;

c_i' — длина проекции наклонного сечения, уменьшенная до целого числа шагов хомутов.

В элементах с переменным поперечным армированием по длине (рис. 4.14) q_{x1} на 1-м участке (например у опоры) длиной l_1 и q_{x2} на 2-м участке (соседнем) должны удовлетворяться условия:

для невыгоднейшего наклонного сечения c_{01}, проходящего через начало 1-го участка (через опору), в пределах 1-го участка, т. е. при $c_{01} < l_1$

$$Q_1 \leqslant Q_{x.б1}; \qquad (4.51)$$

для невыгоднейшего наклонного сечения c_{02}, проходящего через начало 2-го участка

$$Q_2 \leqslant Q_{x.б2}; \qquad (4.52)$$

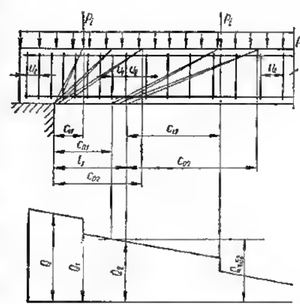


Рис. 4.14. Наиболее опасные наклонные сечения в изгибаемом железобетонном элементе с меняющимся по длине поперечным армированием.

при равномерно распределенной нагрузке $p > q_{x1} - q_{x2}$ для невыгоднейшего наклонного сечения c_{02}, проходящего через начало 1-го участка, в пределах 1-го и 2-го участков, т. е. при $c_{02} > l_1$,

$$Q_1 \leqslant Q_{x.б2} + (q_{x1} - q_{x2})\, l_1. \qquad (4.53)$$

В формулах (4.51) — (4.53):

Q_1 и Q_2 — соответственно расчетные поперечные силы в нормальных сечениях, проходящих через начала 1-го и 2-го участков;

$Q_{x.б1}$ и $Q_{x.б2}$ — предельные поперечные силы, которые может воспринять невыгоднейшее наклонное сечение, соответственно при поперечном армировании q_{x1} и q_{x2};

c_{01} и c_{02} — длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения соответственно при поперечном армировании q_{x1} и q_{x2}.

На участках с равномерным поперечным армированием расчет выполняется по наибольшей расчетной поперечной силе Q. При этом необходимо задаваться предварительно на основании конструктивных соображений отдельными параметрами, определяющими поперечное армирование. При решении задачи задаются диаметром поперечных стержней (хомутов) d_x и их числом, располагающимся в одной плоскости n_x, и определяют шаг поперечных стержней по длине элемента u (вариант 1) либо задаются шагом поперечных стержней u и определяют их диаметр d_x и количество в одной плоскости n_x (вариант 2).

При выполнении расчета рекомендуется пользоваться алгоритмом, приведенным в табл. 4.16.

Таблица 4.16. **Определение сечения поперечной арматуры постоянной интенсивности**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если $Q > 0{,}25 R_и b h_0$, изменить размеры сечения, либо повысить марку бетона; иначе — к п. 2	Проверка условия (4.31)
2	Если $Q > R_р b h_0$, перейти к п. 4, иначе — к п. 3	Проверка условия (4.32)
3	Поперечная арматура по расчету не требуется	Сечение поперечной арматуры назначается по конструктивным соображениям
4	$\varepsilon = \dfrac{\tilde{Q}}{R_и b h_0}$	
5	Если $\varepsilon \leqslant 0{,}077$ для бетона 150 и 200, $\varepsilon \leqslant 0{,}066$ для бетона марки 300, $\varepsilon \leqslant 0{,}060$ для бетона марки 400, перейти к п. 3, иначе — к п. 6 или 6′	

Продолжение табл. 4.16

№ п. п	Алгоритмы	Пояснения
	Вариант 1	
6	$F_x = f_x n_x$	Задаются диаметром d_x и числом поперечных стержней в одной плоскости n_x (f_x — площадь сечения диаметром d_x)
7	$D_0 = \frac{F_x R_{a.x}}{bh_0 R_u}$	
8	В зависимости от ε и D_0 по графику на рис. 4.12 находим $v \leqslant \frac{0,1}{\varepsilon}$	
9	$u = vh_0$; конец	Определение шага поперечных стержней
	Вариант 2	
6′	$v = \frac{u}{h_0} \leqslant \frac{0,1}{\varepsilon}$	Задаются шагом поперечных стержней u
7′	В зависимости от ε и v по графику на рис. 4.12 находим D_0	
8′	$F_x' = \frac{D_0 bh_0 R_u}{R_{a.x}}$	
9′	В зависимости от F_x/u по табл. 4.15 находим d_x и n_x; конец	Определение диаметра поперечных стержней и их числа в одной плоскости

Примечания: 1. При наличии в пределах невыгоднейшего поперечного сечения сосредоточенной силы P_i ($c \leqslant c_0$) в формулы подставляется расчетная поперечная сила $Q - P_i$. При этом необходимо также проверить наклонное сечение, направленное в точку приложения сосредоточенной нагрузки c_i, и принять большее из сечений поперечной арматуры.

2. При наличии в пределах невыгоднейшего наклонного сечения фактической сплошной равномерно распределенной нагрузки p значения коэффициентов ε и D_0 в п. 4 и 7 табл. 4.16 определяются по формулам $\varepsilon = \frac{Q - pu}{R_u bh_0}$ и $D_0 = \frac{F_x R_{a.x} + pu}{R_u bh_0}$, а сечение поперечных стержней, расположенных в одной плоскости (п. 8′ табл. 4.16),— по формуле

$$F_x = \frac{D_0 R_u bh_0 - pu}{R_{a.x}}.$$

При неодинаковом поперечном армировании по длине элемента (рис. 4.14) необходимое количество поперечной арматуры подбирают следующим образом.

Определяют необходимое количество поперечной арматуры q_{x1} для 1-го участка, ближайшего к опоре.

Назначают поперечное армирование для 2-го (соседнего) участка q_{x2} (например увеличением шага хомутов u_2).

Длину участка l_1 с максимальным армированием принимают равной:

при наличии только сосредоточенных нагрузок — расстоянию от опоры до сосредоточенного груза, в сечении которого поперечная сила уменьшается до величины $Q - P_i$ (по которой назначено поперечное армирование q_{x2}), увеличенному на шаг u_1;

при равномерно распределенной нагрузке $p \leqslant q_{x1} - q_{x2}$ и сосредоточенных силах P_i

$$l_1 = \frac{Q - P_i - Q_{x.б2}}{p} + u_1; \quad (4.54)$$

при равномерно распределенной нагрузке $p > q_{x1} - q_{x2}$ и сосредоточенных нагрузках P_i

$$l_1 = \frac{Q - P_i - Q_{x.б2}}{q_{x1} - q_{x.2}} + u_1, \quad (4.55)$$

где Q — наибольшая поперечная сила в нормальном сечении (у опоры);

p и P_i — равномерно распределенная и сосредоточенная нагрузки, действующие в пределах длины l_1;

$Q_{х.б2}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая невыгоднейшим наклонным сечением c_{02} при поперечном армировании $q_{х2}$.

Пример 4.8. Подобрать сечение поперечной арматуры в сборной железобетонной балке, армированной сварными каркасами. Расчетные данные: $h = 40$ *см*, $b = 12$ *см*, $h_0 = 37$ *см*; бетон марки 300 ($R_и = 160$ *кг/см²*; $R_р = 10{,}5$ *кг/см²*); поперечная арматура из круглой горячекатаной стали класса A-I ($R_{а.х} = 1700$ *кг/см²*); расчетная поперечная сила $Q = 11$ *т*.

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 4.16. Так как $Q = 11\,000$ *кг* $< 0{,}25\,R_и bh_0 = 0{,}25 \cdot 160 \cdot 12 \cdot 37 = 17\,800$ *кг*, переходим к п. 2.

Так как $Q = 11\,000$ *кг* $> R_р bh_0 = 10{,}5 \cdot 12 \cdot 37 = 4650$ *кг*, переходим к п. 4.

$$\varepsilon = \frac{Q}{R_и bh_0} = \frac{11\,000}{160 \cdot 12 \cdot 37} = 0{,}155.$$

Так как $\varepsilon = 0{,}155 > 0{,}066$, переходим к п. 6.

Вариант 1 (п. 6—9)

Принимаем поперечное армирование из 2⌀8AI ($n_х = 2$; $f_х = 0{,}5$ *см²*).

$$D_0 = \frac{F_х R_{а.х}}{bh_0 R_и} = \frac{0{,}5 \cdot 2 \cdot 1700}{12 \cdot 37 \cdot 160} = 0{,}0242.$$

В зависимости от $\varepsilon = 0{,}155$ и $D_0 = 0{,}0242$ по графику на рис. 4.12 находим $v = 0{,}45 < \frac{0{,}1}{\varepsilon} = \frac{0{,}1}{0{,}155} = 0{,}645$.

$$u = vh_0 = 0{,}45 \cdot 37 = 16{,}6 \text{ см}.$$

Принимаем окончательно шаг поперечных стержней 15 *см*.

Вариант 2 (п. 6′—9′)

Принимаем шаг поперечных стержней $u = 15$ *см*.

$$v = \frac{u}{h_0} = \frac{15}{37} = 0{,}405 < \frac{0{,}1}{\varepsilon} = \frac{0{,}1}{0{,}155} = 0{,}645.$$

В зависимости от $\varepsilon = 0{,}155$ и $v = 0{,}405$ по графику на рис. 4.12 находим $D_0 = 0{,}022$.

$$F_х = \frac{D_0 bh_0 R_и}{R_{а.х}} = \frac{0{,}022 \cdot 12 \cdot 37 \cdot 160}{1700} = 0{,}92 \text{ см}^2.$$

В зависимости от $\frac{F_х}{u} = \frac{0{,}92}{0{,}15} = 6{,}1$ *см²/м* по табл. 4.15 принимаем сечение поперечной арматуры 2⌀8AI ($F_х = 6{,}72 \cdot 0{,}15 = 1$ *см²*).

Расчет элементов, армированных поперечными стержнями (хомутами) и отогнутыми стержнями. Проверка прочности по поперечной силе элементов, армированных хомутами и отогнутыми стержнями, производится для невыгоднейших наклонных сечений, проходящих через опору, начало отгибов и границы изменения интенсивности поперечного армирования из условия (4.34). При этом величина предельной поперечной силы, воспринимаемой наклонным сечением, определяется по формуле

$$[Q] = Q_{х.б} + \sum R_{а.х} F_0 \sin\alpha, \tag{4.56}$$

где $\sum F_0$ — площадь сечения всех отогнутых стержней, пересекающих невыгоднейшее наклонное сечение.

При наличии в пределах невыгоднейшего наклонного сечения нескольких плоскостей отогнутых стержней дополнительно проверяются наклонные сечения, направленные к концам этих стержней (рис. 4.15) из условия

$$Q \leqslant q_х (c_i' - u) + \frac{0{,}15 R_и bh_0^2}{c_i} + \sum R_{а.х} F_0 \sin\alpha, \tag{4.57}$$

где c_i — длина проекции рассматриваемого наклонного сечения;

c_i' — длина проекции наклонного сечения, уменьшенная до целого числа шагов хомутов.

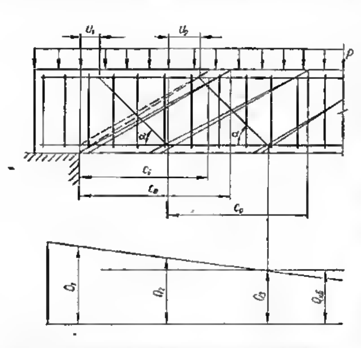


Рис. 4.15. Наиболее опасные наклонные сечения в изгибаемом железобетонном элементе, армированном поперечными и отогнутыми стержнями.

При наличии в пределах невыгоднейшего наклонного сечения фиксированных сосредоточенных или фактических сплошных равномерно распределенных нагрузок, расчет выполняется по формулам (4.49) — (4.53) с учетом дополнительного усилия $\sum R_{а.х} F_0 \sin\alpha$, вводимого в правую часть неравенства (4.57).

При этом поперечная сила Q принимается равной поперечной силе у опоры при расчете первой плоскости отгибов и поперечной силе у начала предыдущей плоскости отгибов при расчете каждой из последующих (см. рис. 4.15).

Положение последней плоскости отгибов устанавливается таким образом, чтобы прочность наклонного сечения, проведенного из начала последнего отгиба, обеспечивалась предельными усилиями только хомутов и бетона, т. е. начало последнего отгиба должно быть расположено не ближе к опоре, чем точка пересечения эпюры расчетных поперечных сил Q с эпюрой в невыгоднейших наклонных сечениях $Q_{х.б}$.

Площадь сечения отгибов, расположенных в одной плоскости, при заданных размерах сечения и поперечном армировании элемента рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.17.

Таблица 4.17. **Определение площади сечения отгибов**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если $Q > 0{,}25 R_и b h_0$, изменить размеры сечения, либо повысить марку бетона, иначе — к п. 2	Проверка условия (4.31)
2	Если $Q > R_р b h_0$, перейти к п. 4, иначе — к п. 3	Проверка условия (4.32)
3	Отогнутых стержней по расчету не требуется; конец	
4	$D_0 = \dfrac{F_х R_{а.х}}{b h_0 R_и}$	
5	$v = \dfrac{u}{h_0}$	
6	В зависимости от D_0 и v по графику рис. 4.12 определяем ε	
7	$Q_{х.б} = \varepsilon R_и b h_0$	Определение поперечной силы, воспринимаемой бетоном и поперечными стержнями
8	Если $Q_{х.б} \geq Q$, перейти к п. 3, иначе — к п. 9	
9	$F_0 = \dfrac{Q - Q_{х.б}}{R_{а.х} \sin\alpha}$; конец	Определение сечения отгибов

Примечание. Площадь сечения отгибов, определяемая по формуле п. 9, может быть уменьшена, если невыгоднейшее наклонное сечение пересекает более чем одну плоскость отгибов.

Для элементов с резко меняющейся высотой сечения (например для балок или консолей, имеющих подрезки) расчет производится по поперечной силе для наклонных сечений, проходящих через консоль, образованную подрезкой (рис. 4.16). При этом в расчетные формулы вводится рабочая высота h_{01} короткой консоли, образованной подрезкой.

Поперечные стержни (хомуты), необходимые для обеспечения прочности наклонного сечения в подрезке, следует устанавливать на длине не менее

$$l_1 = \frac{Q}{q_x} + u$$

от конца подрезки и не менее величины w_0, определяемой по формуле (4.62).

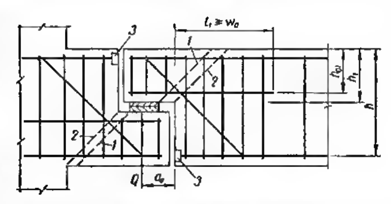


Рис. 4.16. Наиболее опасные наклонные сечения в изгибаемом железобетонном элементе с резко меняющейся высотой сечения:

1 — при расчете по прочности на действие поперечной силы; *2* — при расчете по прочности на действие изгибающего момента; *3* — анкеры.

Пример 4.9. Подобрать сечение поперечной и отогнутой арматуры в монолитной железобетонной балке. Расчетные данные: $h = 50$ *см*; $b = 25$ *см*; $h_0 = 46$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*; $R_р = 7{,}2$ *кг/см²*); поперечная арматура из круглой горячекатаной стали класса А-I ($R_{а.х} = 1700$ *кг/см²*); угол наклона отгибов к продольной оси элемента $\alpha = 45°$; продольная арматура из горячекатаной стали класса А-II ($R_{а.х} = 2150$ *кг/см²*); расчетная поперечная сила на опоре $Q = 17$ *т*.

Расчет производим только для наклонного сечения, начинающегося на опоре, и для первой плоскости отгибов по алгоритму, приведенному в табл. 4.17.

Так как $Q = 17.000$ *кг* $< 0{,}25 R_и b h_0 = 0{,}25 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 46 = 28\,700$ *кг*, переходим к п. 2.

Так как $Q = 17\,000$ *кг* $> R_р b h_0 = 7{,}2 \cdot 25 \cdot 46 = 8300$ *кг*, переходим к п. 4.

Предварительно принимаем поперечную арматуру в виде двухветвевых хомутов ⌀ 6АI, расположенных с шагом 250 *мм* ($F_х = 0{,}57$ *см²*).

$$D_0 = \frac{F_х R_{а.х}}{b h_0 R_и} = \frac{0{,}57 \cdot 1700}{25 \cdot 46 \cdot 100} = 0{,}0085.$$

$$v = \frac{u}{h_0} = \frac{25}{46} = 0{,}54.$$

В зависимости от $D_0 = 0{,}0085$ и $v = 0{,}54$ по графику на рис. 4.12 находим $\varepsilon = 0{,}85$.

$$Q_{х.б} = \varepsilon R_и b h_0 = 0{,}085 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 46 = 9\,800 \text{ кг}.$$

Так как $Q_{х.б} = 9800$ *кг* $< Q = 17\,000$ *кг*, переходим к п. 9.

$$F_а = \frac{Q - Q_{х.б}}{R_{а.х} \sin\alpha} = \frac{17\,000 - 9800}{2150 \cdot 0{,}707} = 4{,}73 \text{ см}^2.$$

Принимаем отгибы из 2⌀18АII ($F_0 = 5{,}09$ *см²*).

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, ПО ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ

Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту (рис. 4.17) производится из условия

$$M \leqslant R_а F_а z + \sum R_а F_0 z_0 + \frac{q_{хw} c (c - u)}{2}, \tag{4.58}$$

где M — расчетный момент в рассматриваемом наклонном сечении, определяемый как момент всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения относительно центра тяжести сжатой зоны этого сечения;

z_0 и z — расстояние от центра тяжести сжатой зоны соответственно до плоскостей расположения отгибов и продольной арматуры растянутой зоны, пересекающих рассматриваемое наклонное сечение;

c — длина проекции на продольную ось элемента наклонного сечения от его начала в растянутой зоне до центра тяжести сжатой зоны;

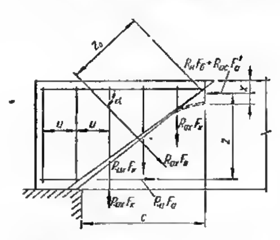


Рис. 4.17 Схема расположения усилий в наклонном сечении изгибаемого элемента при расчете его по прочности на действие изгибающего момента.

q_{xw} — предельное усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента (на участке c) при расчете наклонного сечения по изгибающему моменту;

$$q_{xw} = \frac{R_a F_x}{u}. \qquad (4.59)$$

Положение нейтральной оси для рассматриваемого наклонного сечения определяется из расчета сечения, нормального к оси элемента и расположенного таким образом, чтобы центр тяжести сжатой зоны его лежал на наклонном сечении (см. рис. 4.17).

Для элементов постоянной высоты в пределах наклонного сечения длина проекции наиболее опасного наклонного сечения

$$c = \frac{Q - P_i + 0{,}5 q_{xw} u - \Sigma R_{a.x} F_0 \sin\alpha}{q_{xw} + p}, \qquad (4.60)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне;

P_i и p — соответственно сосредоточенная и равномерно распределенная нагрузки в пределах наклонного сечения;

α — угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту для элементов с постоянной или плавно изменяющейся высотой допускается не проверять, если обеспечены:

достаточная заделка продольной растянутой арматуры на опорах;

надлежащее использование отгибаемых стержней; для этого начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального к оси элемента сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту, не менее чем на $h_0/2$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того сечения, в котором отгиб не требуется по эпюре моментов (рис. 4.18);

необходимое положение концов растянутых стержней, обрываемых в пролете в соответствии с нижеследующими указаниями.

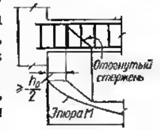


Рис. 4.18. Расположение отогнутых стержней по длине элемента.

Для элементов с резко меняющейся высотой сечения (например балок с подрезкой) расчет на изгиб производится по наклонному сечению, проходящему через входящий угол подрезки (см. рис. 4.16).

При этом продольная арматура в короткой консоли подрезки должна быть заведена за конец подрезки не менее длины анкеровки l_a (см. табл. 8.8) и не менее величины

$$w_0 = \frac{2(Q - R_{a.x} F_0 \sin\alpha) + q_{xw} a_0}{q_{xw}} + 10d, \qquad (4.61)$$

где Q и a_0 — соответственно поперечная сила, приложенная к консоли подрезки, и расстояние от нее до конца подрезки;

F_0 — площадь сечения отогнутых стержней, проходящих через входящий угол подрезки;

d — расчетный диаметр обрываемого стержня;

q_{xw} — интенсивность поперечного армирования на участке w_0, определяемая по формуле (4.59).

Для обеспечения прочности наклонных сечений по изгибающему моменту продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва на длину не менее 20 d и не менее величины w (рис. 4.19), определяемой для элементов постоянного сечения по формуле:

$$w = \frac{Q - R_{a.x} F_0 \sin\alpha}{2q_{xw}} + 5d, \quad (4.62)$$

где Q — расчетная поперечная сила в нормальном сечении, проведенном через точку теоретического обрыва стержня;

F_0 — площадь сечения отогнутых стержней в том же сечении элемента;

q_{xw} — интенсивность поперечного армирования на участке w.

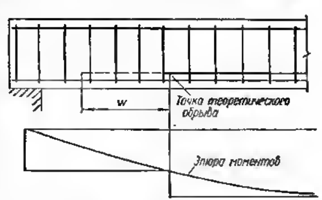


Рис. 4.19. Обрыв растянутых стержней в пролете.

Для сплошной равномерно распределенной нагрузки p (собственный вес, гидростатическое давление и т. п.) при определении мест обрыва надопорных стержней со стороны приложения сплошной нагрузки вместо величины q_{xw} в формулу (4.62) следует подставлять величину $q_{xw} + p$.

В однопролетных свободно лежащих балках постоянного сечения, армированных сварными каркасами с поперечными стержнями и рассчитываемых на равномерно распределенную нагрузку p, рабочую продольную арматуру можно обрывать в количестве 25% на расстоянии от опоры

$$l_{01} = 0{,}25\left(1 - 0{,}5\frac{p}{q_{xw}}\right)l - 5\,d \quad (4.63)$$

и в количестве 50% на расстоянии от опоры

$$l_{02} = 0{,}25\left(0{,}6 - 0{,}7\frac{p}{q_{xw}}\right)l - 5\,d, \quad (4.64)$$

где q_{xw} — интенсивность поперечного армирования, определяемая по формуле (4.59);

l — пролет балки.

Внецентренно сжатые элементы (симметричного сечения при расположении продольной силы в плоскости симметрии)

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Прочность сечений, нормальных к продольной оси внецентренно сжатых элементов, проверяют из условий

$$N_п \leqslant [N] \quad (4.65)$$

или

$$N_п e \leqslant [M], \quad (4.66)$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила;

e — эксцентриситет продольной силы $N_п$ относительно арматуры A;

$[N]$ и $[M]$ — предельные продольная сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты сечением при заданном эксцентриситете e.

В зависимости от величины эксцентриситета продольной силы и схемы предельного состояния сечения различают два случая внецентренного сжатия:

случай 1, соответствующий относительно большим эксцентриситетам, когда прочность элемента характеризуется достижением растянутой арматурой ее расчетного сопротивления;

случай 2, соответствующий относительно малым эксцентриситетам, когда прочность элемента характеризуется достижением бетоном сжатой зоны его расчетного сопротивления ранее достижения растянутой (или слабо сжатой) арматурой ее расчетного сопротивления.

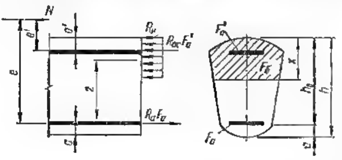


Рис. 4.20. Схема расположения усилий в поперечном сечении внецентренно сжатого по случаю 1 железобетонного элемента при расчете его по прочности.

Граница между случаями 1 и 2 внецентренного сжатия определяется условием достаточной прочности сжатой зоны бетона, т. е. условиями (4.14) или (4.18) для тавровых сечений. Если действующая в сечении продольная сила N меньше некоторого граничного значения $N_{гр}$ или ее эксцентриситет e больше значения граничного эксцентриситета $e_{гр}$, сечение работает по случаю 1 внецентренного сжатия; при невыполнении этого условия — по случаю 2.

Значения $N_{гр}$ и $e_{гр}$, соответствующие границе между случаями 1 и 2 внецентренного сжатия, определяются по формулам:

$$N_{гр} = R_и \overline{F}_б - R_а F_а + R_{а.с} F'_а; \qquad (4.67)$$

$$e_{гр} = \frac{R_и \overline{S}_б + R_{а.с} S_а}{R_и \overline{F}_б + R_{а.с} F'_а - R_а F_а}, \qquad (4.68)$$

где $\overline{F}_б$ и $\overline{S}_б$ — площадь сжатой зоны бетона и ее статический момент, соответствующие предельной несущей способности сжатой зоны, определяемой условиями (4.14) или (4.18).

Несущая способность сечений, внецентренно сжатых по случаю 1 (рис. 4.20), имеющих сжатую и растянутую зоны, определяется по формулам:

$$[N] = R_и F_б + R_{а.с} F'_а - R_а F_а; \qquad (4.69)$$

$$[M] = R_и S_б + R_{а.с} S_а, \qquad (4.70)$$

где $S_б$ и $S_а$ — статические моменты площади сечения сжатого бетона и сжатой арматуры относительно центра тяжести растянутой арматуры A.

При этом положение нейтральной оси, а также площадь и форма сжатой зоны бетона определяются из уравнения

$$R_и S_{бN} \pm R_{а.с} F'_а e'_а - R_а F_а e = 0, \qquad (4.71)$$

где $S_{бN}$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно точки приложения продольной силы N.

В формуле (4.71) перед вторым слагаемым принимается знак: плюс — если продольная сила приложена за пределами расстояний между сжатой и растянутой арматурами A и A'; минус — если продольная сила приложена между арматурами A и A'.

Внецентренно сжатые элементы таврового, двутаврового и подобных сечений, удовлетворяющих условие (4.18) (случай 1 внецентренного сжатия), рассчитываются в соответствии со следующими указаниями.

Если нейтральная ось проходит в полке, расположенной у сжатой грани сечения, расчет производится, как для прямоугольного сечения шириной $b'_п$ по формулам (4.69) — (4.71).

Если нейтральная ось располагается в пределах ребра сечения, расчет выполняется по формуле:

$$[N] = R_{и} F_{б.р} + R_{пр} F_{св} + R_{а.с} F'_{а} - R_{а} F_{а}; \qquad (4.72)$$

или

$$[M] = R_{и} S_{б.р} + R_{пр} S_{св} + R_{а.с} S_{а}, \qquad (4.73)$$

где $F_{св}$ и $F_{б.р}$ — площади сечения соответственно свесов сжатой полки и сжатой зоны ребра;

$S_{св}$ и $S_{б.р}$ — статические моменты площади сечения соответственно свесов сжатой полки и сжатой зоны ребра относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре A.

При этом площадь и форма сечения сжатой зоны определяются из уравнения

$$R_{и} S_{б.рN} \pm R_{пр} S_{свN} \pm R_{а.с} F'_{а} e'_{а} - R_{а} F_{а} e_{а} = 0, \qquad (4.74)$$

где $S_{б.рN}$ и $S_{свN}$ — статические моменты площади сечения соответственно свесов сжатой полки и сжатой зоны ребра относительно точки приложения продольной силы N.

Сечения внецентренно сжатых по случаю 1 элементов рассчитываются по формулам (4.69) или (4.70) с учетом арматуры, расположенной в сжатой зоне, при соблюдении условия

$$z \leqslant h_0 - a'. \qquad (4.75)$$

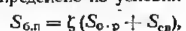
При несоблюдении условия (4.75) сечение следует рассчитывать по формуле

$$N_{н}(e - h + a') \leqslant R_{а} F_{а} (h_0 - a'). \qquad (4.76)$$

Рис. 4.21. Схема расположения усилий в поперечном сечении внецентренно сжатого по случаю 2 железобетонного элемента при расчете его по прочности.

Если расчет сечения по формуле (4.74) приводит к уменьшению прочности по сравнению с расчетом сечений по формулам (4.68) и (4.70) без учета сжатой арматуры A', расчет следует выполнять без учета сжатой арматуры A'.

В элементах из бетона марки выше 400 в случаях, когда нейтральная ось, положение которой определено из условия



$$S_{б.п} = \zeta (S_{о.р} + S_{св}),$$

находится в полке и

$$S_{св} < S_{о.р} \frac{0{,}8(b'_{п} - b)}{b'_{п} - \zeta (b'_{п} - b)},$$

необходимость расчета сечений по случаю 1 внецентренного сжатия допускается определять из условия

$$S_{б.п} \leqslant \zeta S_{о.р} \left[1 + 0{,}8 \frac{b'_{п} - b}{b'_{п} - \zeta (b'_{п} - b)} \right],$$

где $S_{б.п}$ — статический момент сжатой зоны полки относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре A;

$S_{о.р}$ — статический момент рабочего сечения ребра относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре A;

ζ — коэффициент, определяемый по табл. 4.5.

Сечения, нормальные к продольной оси внецентренно сжатых элементов, не удовлетворяющие неравенство (4.14) или (4.18), для тавровых и двутавровых сечений (случай 2 внецентренного сжатия) рассчитываются следующим образом (рис. 4.21).

Для внецентренно сжатых элементов из бетона марки 400 и ниже рассчитывают сечения по формуле

$$[M] = R_{пр}S_о + R_{а.с}S_а. \qquad (4.77)$$

Для внецентренно сжатых элементов из бетона марки 500 и выше сечения рассчитывают по формулам:

при $e > \bar{e}$ (сечение имеет сжатую и растянутую зоны)

$$[M] = R_и\bar{S}_б + R_{а.с}S_а; \qquad (4.78)$$

при $e \leqslant \bar{e}$ (сечение полностью сжато)

$$[M] = R_{пр}S_о \frac{\bar{e} - 1{,}25\frac{\bar{S}_б}{S_о}c - \left(1 - 1{,}25\frac{\bar{S}_б}{S_о}\right)e}{\bar{e} - c} + R_{а.с}S_а, \qquad (4.79)$$

где $\bar{e}$ — расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в арматуре и бетоне сжатой зоны сечения, соответствующих границе между случаями 1 и 2 внецентренного сжатия, до равнодействующей усилий в арматуре, расположенной у менее сжатой грани сечения, определяемое по формуле

$$\bar{e} = \frac{R_и\bar{S}_б + R_{а.с}S_а}{R_и\bar{F}_б + R_{а.с}F_а'}; \qquad (4.80)$$

c — расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в бетоне и арматуре $N_ц$ при равномерно сжатом до предельного состояния сечении до центра тяжести арматуры A, расположенной у менее сжатой грани сечения, определяемое по формуле

$$c = \frac{R_{пр}S + R_{а.с}S_а}{R_{пр}F + R_{а.с}(F_а + F_а')}; \qquad (4.81)$$

$\bar{F}_б$ — площадь сжатой зоны бетона, соответствующая границе между случаями 1 и 2 внецентренного сжатия;

$\bar{S}_б$ — статический момент площади $\bar{F}_б$ относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры, расположенной у менее сжатой грани сечения.

Если нейтральная ось, положение которой определено из условия

$$S_{б.п} = \zeta(S_{о.р} + S_{св}),$$

располагается в полке, в элементах из бетона марки до 400 принимается

$$\bar{S}_б = \zeta(S_{о.р} + S_{св}).$$

Для элементов из бетона марки выше 400 при

$$S_{св} < S_{о.р}\frac{0{,}8(b_п' - b)}{b_п' - \zeta(b_п' - b)}$$

допускается принимать

$$\bar{S}_б = \zeta S_{о.р}\left[1 + 0{,}8\frac{b_п - b}{b_п' - \zeta(b_п' - b)}\right].$$

В остальных случаях принимается

$$\bar{S}_б = \zeta S_{о.р} + 0{,}8\,S_{св}.$$

При расчете тавровых, двутавровых и других сечений, если $e \geqslant \bar{e}$, свесы полки, расположенной у растянутой стороны сечения, не учитываются; если $e < \bar{e}$, допускается учитывать свесы полки, расположенной у менее

сжатой стороны сечения. Наибольшая ширина этой полки, учитываемая в расчете, определяется из условия

$$S_0 \leqslant 0{,}55\, bh_0^2, \qquad (4.82)$$

где S_0 определяется без учета свесов сжатой полки.

Положение более сжатой стороны сечения (арматуры A') и менее сжатой стороны сечения (арматуры A) определяется расположением продольной силы $N_п$ относительно равнодействующей усилий в бетоне и арматуре при равномерно сжатом до предельного состояний сечений $N_ц$ (рис. 4.22).

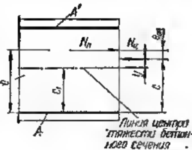


Рис. 4.22. Расположение продольной силы N во внецентренно сжатом элементе.

Арматура A' и продольная сила $N_п$ располагаются по одну сторону от точки приложения усилия $N_ц$, а арматура A и продольная сила $N_п$ располагаются по разные стороны относительно точки приложения усилия $N_ц$ ($e > c$).

Гибкость внецентренно сжатых элементов учитывается путем увеличения начального эксцентриситета e_0 продольной силы $N_п$.

Расстояние от продольной силы $N_п$ до равнодействующей усилий в арматуре A в рассматриваемом сечении с учетом продольного изгиба, вводимое в расчетные формулы (4.69) — (4.82), определяется по формуле

$$e = e_{0п}\eta + c, \qquad (4.83)$$

где $e_{0п}$ — расстояние от продольной силы $N_п$ до равнодействующей усилий в бетоне и арматуре $N_ц$ при равномерно сжатом до предельного состояния сечении (см. рис. 4.22).

η — коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба;

c — расстояние от точки приложения усилия $N_ц$ до арматуры A.

При достаточно большой величине эксцентриситета продольной силы $N_п$, когда $e_{0п}\eta > h$, допускается принимать в формуле (4.83)

$$e_{0п} = e'_{0п} \text{ и } c = c',$$

где $e'_{0п}$ — эксцентриситет продольной силы $N_п$ относительно центра тяжести бетонного сечения;

c' — расстояние от центра тяжести бетонного сечения до арматуры A.

В поперечных сечениях с симметричной арматурой

$$e_{0п} = e'_{0п} \text{ и } c = c'.$$

Если усилия от внешних нагрузок в поперечном сечении элемента выражаются в виде изгибающего момента M и продольной силы N, приложенной в центре тяжести сечения, значения эксцентриситетов продольной силы N допускается определять как

$$e_0 = \frac{M}{N} \pm y,$$

где y — расстояние от центра тяжести сечения до точки приложения усилия $N_ц$; величина y прибавляется или вычитается в зависимости от расположения усилий N и $N_ц$ относительно центра тяжести поперечного сечения (см. рис. 4.22).

Внецентренно сжатые элементы должны рассчитываться с учетом влияния продольного изгиба:

для сечений любой формы — при $l_0/r_н \geqslant 14$;

для сечений прямоугольной формы — при $l_0/h \geqslant 4$.

Влияние продольного изгиба учитывается путем умножения эксцентриситета $e_{0п}$ продольной силы $N_п$ на коэффициент η, учитывающий влияние прогиба элемента, определяемый по формуле:

для сечений любой формы

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_п}{12CR_иF}\left(\frac{l_0}{r_и}\right)^2}, \tag{4.84}$$

где $r_и$ — радиус инерции поперечного сечения элемента в плоскости изгиба;

для сечений прямоугольной формы

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_п}{CR_пF}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2}; \tag{4.85}$$

для двухветвевых колонн (в пределах двухветвевого участка)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_п}{12CR_иF}\lambda_п^2}, \tag{4.86}$$

где $\lambda_п$ — приведенная гибкость двухветвевой части колонны, равная

$$\lambda_п = \sqrt{\left(\frac{l_0}{a}\right)^2 + 12\left(\frac{l_п}{h_в}\right)^2}; \tag{4.87}$$

F — площадь сечения обеих ветвей;
a — половина расстояния между осями ветвей;
$h_в$ — высота сечения ветви (параллельная плоскости изгиба);
$l_п$ — среднее расстояние между осями распорок колонны.

Расчетные длины l_0 внецентренно сжатых железобетонных элементов принимаются по табл. 4.1—4.3.

Значения коэффициента C определяются по формуле

$$C = \frac{66\,000}{R + 350}\left(\frac{1}{\frac{e_{0п}}{h} + 0{,}16} + 200\mu + 1\right), \tag{4.88}$$

где R — проектная марка бетона по прочности на сжатие, $кг/см^2$; $\mu = \frac{F_а}{F}$;

$F_а$ — площадь сечения арматуры, расположенной у растянутой или менее сжатой грани (для двухветвевых колонн $F_а$ — площадь всей арматуры ветви).

Если относительный эксцентриситет $e_{0п}/h$ меньше граничных значений, приведенных в табл. 4.18, в формулу (4.88) подставляются граничные относительные эксцентриситеты $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$, указанные в табл. 4.18.

Таблица 4. 18. **Граничные значения относительных эксцентриситетов** $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$ **для вычисления коэффициента** C

$l_0/r_и$	l_0/h	$\left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$ при проектной марке бетона					
		150	200	300	400	500	600
≤52	≤15	0,60	0,55	0,50	0,40	0,35	0,30
69	20	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
86	25	0,30	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
104	30	0,20	0,20	0,25	0,10	0,05	—
122	35	0,15	0,10	0,06	—	—	—
189	40	0,07	0,07	—	—	—	—

Значения коэффициента C рекомендуется определять по табл. 4.19.

Если значение коэффициента η, определенное по формулам (4.84) — (4.86), окажется равным бесконечности или отрицательным, следует увеличить размеры сечения.

Таблица 4.19. **Значения *C* для вычисления коэффициента продольного изгиба η**

Марка бетона	$\frac{e_{оп}}{h}$	μ, проц.						
		0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
150	0,05	827	893	1025	1157	1289	1421	1553
	0,10	705	772	904	1036	1168	1300	1432
	0,20	565	631	763	895	1027	1159	1291
	0,30	485	551	683	815	947	1079	1211
	0,40	434	500	632	764	896	1028	1160
	0,50	398	464	596	728	860	992	1124
	1,00	312	378	510	642	774	906	1038
	5,00	224	290	422	554	686	818	950
200	0,05	751	811	931	1051	1171	1291	1411
	0,10	641	701	821	941	1061	1181	1300
	0,20	513	573	693	813	933	1053	1173
	0,30	441	501	621	741	861	981	1101
	0,40	394	454	574	694	814	934	1054
	0,50	362	422	542	662	782	902	1022
	1,00	283	343	463	583	703	823	943
	5,00	203	263	383	503	628	743	869
300	0,05	636	686	788	889	991	1092	1194
	0,10	543	593	695	796	898	999	1101
	0,20	434	485	586	688	789	891	992
	0,30	373	424	525	627	728	830	931
	0,40	333	384	486	587	689	790	892
	0,50	306	357	458	560	661	763	864
	1,00	240	290	392	493	595	696	798
	5,00	172	223	324	426	527	629	730
400	0,05	551	595	683	771	859	947	1035
	0,10	470	514	602	690	778	866	954
	0,20	376	420	508	596	684	772	860
	0,30	323	367	455	543	631	719	807
	0,40	289	333	421	509	597	685	773
	0,50	265	309	397	485	573	661	749
	1,00	208	252	340	428	616	604	692
	5,00	149	193	281	369	457	545	633
500	0,05	486	525	603	680	758	836	913
	0,10	415	454	532	609	687	764	842
	0,20	332	371	449	526	604	682	759
	0,30	285	324	402	479	557	635	712
	0,40	255	294	372	449	527	605	682
	0,50	234	273	351	428	506	583	661
	1,00	183	222	300	377	455	533	610
	5,00	131	170	248	326	403	481	559

Коэффициент η рекомендуется определять по графикам на рис. 4.23 и 4.24 в зависимости от значений $\bar{n} = \frac{N_п}{CFR_н} \times 100$ и гибкости λ, принимаемой для сечений прямоугольной формы $\lambda = \frac{l_0}{h}$, а для сечений любой формы $\lambda = 0,29 \frac{l_0}{r_н}$. Для двухветвевых колонн величина $\lambda_п$ определяется по формуле (4.87). Для кольцевых и круглых сечений, а также для любых сечений при $14 < \frac{l_0}{r_н} < 35$ $\left(\text{для сечений прямоугольной формы} — \frac{l_0}{h} < 10\right)$ коэффициент η допускается определять, принимая $C = 400$.

При длительно действующей нагрузке внецентренно сжатый элемент должен рассчитываться с учетом влияния длительного действия нагрузки:

для сечений любой формы — при $l_0/r_и > 35$; для сечений прямоугольной формы — при $l_0/h > 10$.

Влияние длительного действия нагрузки на прочность гибкого внецентренно сжатого элемента учитывается путем увеличения продольной силы от длительно действующей части нагрузки с помощью коэффициента $m_{э.дл}$.

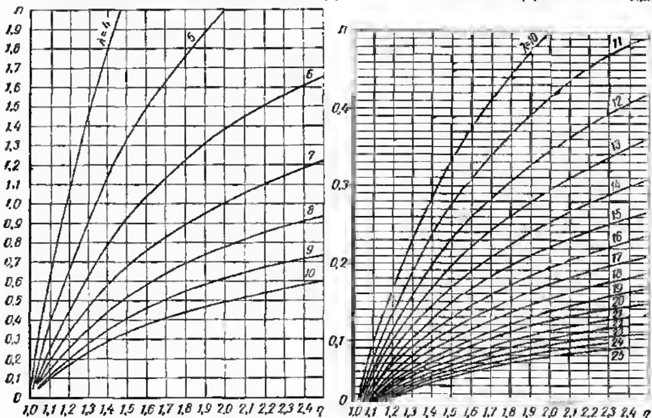


Рис. 4.23. Значения коэффициента η для расчета по прочности внецентренно сжатых элементов с учетом продольного изгиба при $\lambda < 10$.

Рис. 4.24. Значения коэффициента η для расчета по прочности внецентренно сжатых элементов с учетом продольного изгиба при $\lambda \geqslant 10$.

При этом в расчетные формулы вводится приведенная продольная сила $N_п$, равная

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{э\ дл}} + N_к, \tag{4.89}$$

действующая с приведенным эксцентриситетом $e_{0п}$, равным

$$e_{0п} = \frac{M_п}{N_п}; \tag{4.90}$$

$$M_п = \frac{M_{дл}}{m_{э\cdot дл}} + M_к, \tag{4.91}$$

где $N_{дл}$ и $M_{дл}$ — соответственно продольная сила и изгибающий момент от длительно действующей части нагрузки;

$N_к$ и $M_к$ — соответственно продольная сила и изгибающий момент от кратковременно действующей части нагрузки.

Коэффициент $m_{э.дл}$ определяется по формуле

$$m_{э\cdot дл} = \frac{m_{дл} + 2\frac{e_{0\,дл}}{h}}{1 + 2\frac{e_{0\,дл}}{h}}, \tag{4.92}$$

где $m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки на прочность центрального сжатого элемента, определяемый по табл. 4.4 при замене в ней отношений $\frac{l_0}{b}$ и $\frac{l_0}{r}$ соответственно отношениями $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{l_0}{r_и}$;

$$e_{0\,дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}}.$$

Для кольцевых и круглых сечений в формулу (4.92) вместо h подставляется D — наружный диаметр сечения.

Коэффициент $m_{э.дл}$ можно определять по графику на рис. 4.25 в зависимости от значений $\frac{e_{0дл}}{h}$ и λ.

Приведенную продольную силу $N_п$ и эксцентриситет e с учетом длительности действия нагрузки и гибкости элемента рекомендуется определять по алгоритму, помещенному в табл. 4.20.

Рис. 4.25. Значения коэффициента $m_{э.дл}$ для расчета по прочности внецентренно сжатых элементов с учетом длительности действия нагрузки.

Влияние длительного действия части нагрузки не учитывается, если изгибающие моменты от кратковременной и длительной частей нагрузки действуют в противоположные стороны и учет длительности уменьшает суммарный момент.

При наличии длительно действующей нагрузки, кроме расчета внецентренно сжатого элемента с учетом влияния длительного действия нагрузки, следует проверить его прочность на те же усилия без учета влияния длительности действия нагрузки. При этом принимается

$$N_п = N \text{ и } e_{0п} = e_0.$$

В железобетонных элементах с шарнирными несмещаемыми опорами следует учитывать уменьшение влияния продольного изгиба и длительности действия нагрузки в пределах крайних третей длины элемента.

При этом коэффициенты η и $m_{дл}$ определяются по линейной интерполяции между соответствующими значениями η и $m_{дл}$ для сечений в средней трети длины и в опорном сечении, принимаемыми равными единице.

При расчете внецентренно сжатых элементов их дополнительно проверяют как центрально сжатые элементы с учетом продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечного изгиба.

При расчете внецентренно сжатых элементов обычно рассматриваются три комбинации внутренних усилий:

наибольший положительный изгибающий момент $M_{макс}$ и соответствующая ему продольная сила $N_{соотв}$;

наибольший отрицательный изгибающий момент $M_{мин}$ и соответствующая ему продольная сила $N_{соотв}$;

наибольшая продольная сила $N_{макс}$ и соответствующий ей изгибающий момент $M_{соотв}$.

При подборе сечения симметричной арматуры в качестве окончательного значения $F_а$ принимается максимальное сечение арматуры, полученное при расчете по перечисленным трем комбинациям усилий.

Алгоритм определения минимально необходимого сечения несимметричной арматуры при трех расчетных комбинациях усилий рассматривается ниже при расчете прямоугольных сечений с несимметричной арматурой.

Сечения, наклонные к продольной оси внецентренно сжатых элементов, рассчитываются по поперечной силе аналогично расчету изгибаемых элементов.

Прочность наклонных сечений по поперечной силе внецентренно сжатых по случаю 2 элементов при $e < \bar{e}$ не проверяется, если величина главных

Таблица 4.20. Определение приведенной продольной силы $N_п$ и эксцентриситета e

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если $\lambda = \frac{l_0}{h} \leqslant 10 \left(\lambda = \frac{l_0}{r_и} \leqslant 35\right)$, принять $m_{э.дл} = 1$ и перейти к п. 4, иначе — к п. 2	Проверка необходимости учета длительности действия нагрузки
2	$e_{0дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}}$	
3	В зависимости от $\frac{e_{0дл}}{h}$ и λ по графику на рис. 4.25 находим $m_{э.дл}$	
4	$M_п = \frac{M_{дл}}{m_{э.дл}} + M_к$	Определение приведенного изгибающего момента
5	$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{э.дл}} + N_к$	Определение приведенной продольной силы
6	$e_{0п} = \frac{M_п}{N_п}$	
7	Если $\lambda = \frac{l_0}{h} < 4 \left(\lambda = \frac{l_0}{r_и} < 14\right)$, принять $\eta = 1$ и перейти к п. 14, иначе — к п. 8	Проверка необходимости учета гибкости
8	Если $\lambda = \frac{l_0}{h} < 10 \left(\lambda = \frac{l_0}{r_и} < 35\right)$, принять $C = 400$ и перейти к п. 13 (также, если величина C известна), иначе — к п. 9	
9	В зависимости от λ по табл. 4.18 находим граничное значение $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$	
10	Если $\frac{e_{0п}}{h} > \left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$, перейти к п. 12, иначе — к п. 11	
11	Принять $\frac{e_{0п}}{h} = \left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$	
12	В зависимости от $\mu = \frac{F_а}{F}$ и $\frac{e_{0п}}{h}$ по табл. 4.19 находим C	
13	В зависимости от λ и $\bar{n} = \frac{N_п}{CFR_и} \cdot 100$ по графикам на рис. 4.23 и 4.24 находим η	
14	Если сечение симметричное и $F_а = F'_а$ или $e_{0п} > \frac{h}{2}$, принять $c = \frac{h_0 - a'}{2}$ и перейти к п. 16, иначе — к п. 15	
15	$c = \frac{R_{пр}S + R_{а.с}S_а}{R_{пр}F + R_{а.с}(F_а + F'_а)}$	
16	$e = e_{0п}\eta + c$; конец	Определение e

растягивающих напряжений $\sigma_{г.р}$ при расчетных нагрузках не превышает расчетного сопротивления бетона растяжению $R_р$.

Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту проверяется для внецентренно сжатых по случаю 1 элементов и при $e > \bar{e}$ внецентренно сжатых по случаю 2 элементов.

Ниже приведены рекомендации по расчету внецентренно сжатых элементов прямоугольного и двутаврового (таврового) сечений из бетона марки 400 и ниже. Элементы из бетона марки 500 и более могут быть рассчитаны по приведенным выше общим формулам.

Пример 4.10. Проверить прочность внецентренно сжатого элемента прямоугольного сечения размером $b \times h = 30 \times 50$ *см*. Расчетные данные: $a = a' = 4$ *см*, $h_0 = 46$ *см*,

бетон марки 500 ($R_и = 250$ *кг/см²*, $R_{пр} = 200$ *кг/см²*), арматура симметричная из горячекатаной стали класса А-III ($R_а = R_{а.с} = 3400$ *кг/см²*) сечением 2 ⌀ 25АIII ($F_а = F'_а = 9{,}82$ *см²*).

Расчетные значения приведенной продольной силы $N_п = 200$ *т*, изгибающего момента $M_п = 15$ *т · м*; гибкость элемента $\lambda = 16$.

Эксцентриситет продольной приведенной силы относительно центра тяжести сечения определяем по формуле (4.90)

$$e_{оп} = \frac{M_п}{N_п} = \frac{15}{200} = 0{,}075 \text{ м}.$$

Так как величина относительно эксцентриситета $\frac{e_{оп}}{h} = \frac{0{,}075}{0{,}50} = 0{,}15$ меньше его граничного значения, равного 0,25 (см. табл. 4.18), принимаем $\frac{e_{оп}}{h} = 0{,}25$.

В зависимости от $\mu = \frac{F_а}{F} = \frac{9{,}82}{30 \cdot 50} = 0{,}65$ и $\frac{e_{оп}}{h} = 0{,}25$ для бетона марки 500 по табл. 4.19 $C = 370$.

В зависимости от $\bar{n} = \frac{N_п \cdot 100}{CFR_и} = \frac{200000 \cdot 100}{370 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 250} = 0{,}144$ и $\lambda = 16$ по графику на рис. 4.23 находим коэффициент продольного изгиба $\eta = 1{,}6$.

Эксцентриситет продольной силы с учетом продольного изгиба относительно арматуры *А* определяем по формуле (4.83) при $c = \frac{h_0 - a'}{2} = \frac{46 - 4}{2} = 21$ *см*.

$$e = e_{оп}\eta + c = 7{,}5 \cdot 1{,}6 + 21 = 33 \text{ см}.$$

Площадь сжатой зоны $\bar{F}_б$, соответствующую условию (4.14) (при значении $\alpha_{макс} = 0{,}45$ найдено по табл. 4.7) определяем по формуле

$$\bar{F}_б = \alpha_{макс} bh_0 = 0{,}45 \cdot 30 \cdot 46 = 620 \text{ см}^2.$$

Граничное значение продольной силы $N_{гр}$ определяем по формуле (4.67)

$$N_{гр} = R_и\bar{F}_б - R_аF_а + R_{а.с}F'_а = 250 \cdot 620 = 155\,000 \text{ кг}.$$

Так как действующая продольная сила

$$N_п = 200\,000 \text{ кг} > N_{гр} = 155\,000 \text{ кг},$$

имеем случай 2 внецентренного сжатия.

По формуле (4.80) определяем величину граничного эксцентриситета $\bar{e}$.

Для этого находим величину $\bar{S}_б$ при $A_{0макс} = 0{,}35$ (см. табл. 4.7)

$$\bar{S}_б = A_{0макс}bh_0^2 = 0{,}35 \cdot 30 \cdot 46^2 = 22\,200 \text{ см}^3.$$

Тогда

$$\bar{e} = \frac{R_и\bar{S}_б + R_{а.с}S_а}{R_и\bar{F}_б + R_{а.с}F'_а} = \frac{250 \cdot 22\,200 + 3400 \cdot 9{,}82\,(46 - 4)}{250 \cdot 620 + 3400 \cdot 9{,}82} = 37 \text{ см}.$$

Так как $e = 33$ *см* $< \bar{e} = 37$ *см*, несущую способность определяем по формуле (4.79).

$$[M] = \frac{R_{пр}S_0}{\bar{e} - c}\left[\bar{e} - 1{,}25\frac{\bar{S}_б}{S_0}c - \left(1 - 1{,}25\frac{\bar{S}_б}{S_0}\right)e\right] + R_{а.с}S_а =$$

$$= \frac{200 \cdot 0{,}5 \cdot 30 \cdot 46^2}{37 - 21}\left[37 - 1{,}25 \cdot \frac{22\,200}{0{,}5 \cdot 30 \cdot 46^2} \cdot 21 - \left(1 - 1{,}25 \cdot \frac{22\,200}{0{,}5 \cdot 30 \cdot 46^2}\right)33\right] + 3400 \cdot 9{,}62\,(46 - 4) = 7\,200\,000 \text{ кг·см} = 72 \text{ т·м}.$$

Проверяем соблюдение неравенства (4.66)

$$N_пe = 200 \cdot 0{,}33 = 66 \text{ т·м} < [M] = 72 \text{ т·м},$$

следовательно, несущая способность сечения достаточна.

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ С СИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Сечение внецентренно сжатого элемента рассчитывается как сечение с симметричной арматурой, если выполняется условие

$$R_аF_а = R_{а.с}F'_а.$$

Прочность прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с симметричной арматурой (рис. 4.26) рекомендуется проверять по алгоритму, приведенному в табл. 4.21. Несущая способность сечения обеспечена, если соблюдаются неравенства, записанные в п. 5, 7—9 табл. 4.21.

При этом величины приведенной продольной силы $N_п$ и эксцентриситета e с учетом гибкости элемента и длительного действия нагрузки определяются в соответствии с алгоритмом, приведенным в табл. 4.20.

Прочность прямоугольных сечений с симметричной арматурой можно проверять с помощью графика, приведенного на рис. 4.27.

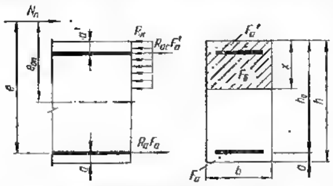


Рис. 4.26. Схема расположения усилий в прямоугольном поперечном сечении внецентренно сжатого элемента.

Прочность сечения считается обеспеченной, если точка с координатами

$$m = \frac{\eta M_п}{bh_0^2 R_и} \text{ и } n = \frac{N_п}{bh_0 R_и} \qquad (4.93)$$

находится внутри области, ограниченной кривой

$$\mu_0 = \frac{F_а R_а}{bh_0 R_и} \qquad (4.94)$$

и осями координат.

При этом усилия $M_п$ и $N_п$ определяются с учетом длительного действия нагрузки по алгоритму, приведенному в табл. 4.20.

Требуемое сечение симметричной арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного сечения рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.22. Расчет выполняется методом последовательных приближений, так как величина коэффициента η, учитывающего влияние прогиба элемента, зависит от искомого сечения арматуры $F_а$.

Таблица 4.21. **Проверка прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с симметричной арматурой для бетона марки 400 и ниже**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$x = \frac{N_п}{R_и b}$	Определение высоты сжатой зоны
2	Если $x > 0{,}55h_0$, перейти к п. 9, иначе — к п. 3	Определение случая внецентренного сжатия
3	$x' = \frac{N_п + R_а F_а}{R_и b}$	
4	Если $x' > 2a'$, перейти к п. 6, иначе — к п. 5	
5	$N_п[e - (h_0 - 0{,}5x')] \leqslant R_а F_а (h_0 - 0{,}5x')$; конец	Проверка прочности
6	Если $x > 2a'$, перейти к п. 8, иначе — к п. 7	
7	$N_п[e - (h_0 - a')] \leqslant R_а F_а (h_0 - a')$; конец	То же
8	$N_п e \leqslant R_и bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{а.с} F_а (h_0 - a')$; конец	»
9	$N_п e \leqslant 0{,}4 R_и bh_0^2 + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')$; конец	»

В первом приближении принимается значение $C = 400$ и согласно п. 2 алгоритма табл. 4.20 определяются значения $N_п$ и e с учетом длительного действия нагрузок и гибкости элемента. Далее, следуя указаниям алгоритма табл. 4.22, определяем сечение арматуры. После этого, вернувшись к п. 2 алгоритма табл. 4.20, определяем новые значения C, $N_п$ и e в зависимости от найденного сечения $F_а$. Повторив расчет, сравниваем полученное сечение арматуры с найденным на предыдущем этапе расчета. Если разница существенна, снова возвращаемся к п. 2 и выполняем новый этап расчета, аналогич-

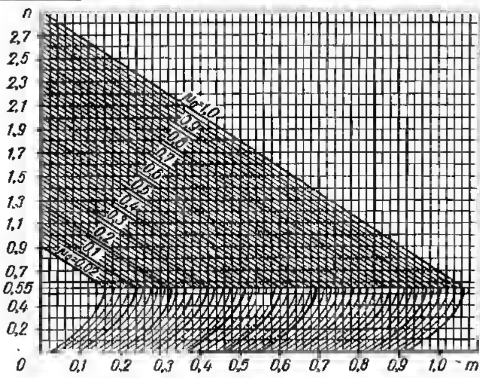


Рис. 4.27. Значения коэффициентов *m* и *n* для расчета по прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой.

ный второму. Процесс последовательных приближений можно закончить, когда площади сечения арматуры, найденные на смежных этапах расчета, будут незначительно отличаться между собой.

Таблица 4.22. **Определение требуемого сечения симметричной арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного сечения для бетона марки 400 и ниже**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Принимаем $C = 400$	
2	На первом этапе расчета по алгоритму табл. 4.20 определяем $N_п$ и e при $C = 400$ и переходим к п. 3; на последующих этапах расчета по п. 9—16 алгоритма табл. 4.20 определяем величины C и e. Если при этом значения C, найденные на смежных этапах расчета, незначительно разнятся, расчет можно не продолжать; иначе — продолжаем расчет и переходим к п. 3	
3	$x = \frac{N_п}{R_и b}$	
4	Если $x > 0{,}55h_0$, перейти к п. 13, иначе — к п. 5	
5	$A_0 = \frac{N_п e}{R_и b h_0^2}$	
6	В зависимости от A_0 по табл. 4.6 находим α	
7	$x' = \alpha h_0$	
8	Если $x' > 2a'$, перейти к п. 10, иначе — к п. 9	
9	$F_а = F'_а = \frac{N_п[e - (h_0 - 0{,}5x')]}{R_а(h_0 - 0{,}5x')}$; перейти к п. 14	Определение сечения продольной арматуры
10	Если $x > 2a'$, перейти к п. 12, иначе — к п. 11	
11	$F = F'_а = \frac{N_п[e - (h_0 - a')]}{R_а(h_0 - a')}$; перейти к п. 14	Определение сечения продольной арматуры
12	$F_а = F'_а = \frac{N_п[e - (h_0 - 0{,}5x)]}{R_а(h_0 - a')}$; перейти к п. 14	То же
13	$F_а = F'_а = \frac{N_п e - 0{,}4R_и b h_0^2}{R_{а.с}(h_0 - a')}$; перейти к п. 14	»
14	На первом этапе расчета переходим к п. 2; на последующих этапах сравнить вычисленное значение $F_а$ с найденным на предыдущем этапе и, если они разнятся значительно, перейти к п. 2; иначе — конец	Проверка необходимости нового расчетного этапа

В отдельных случаях процесс последовательных приближений может расходиться. Если требуется более трех этапов последовательных приближений, следует принимать для четвертого и последующих этапов значение коэффициента C равным полусумме его значений на двух предыдущих этапах расчета.

Необходимое сечение продольной арматуры может быть также определено с помощью графика, приведенного на рис. 4.27. В этом случае коэффициент C определяется также методом последовательных приближений по алгоритму, приведенному в табл. 4.20. При этом на каждом из этапов расчета сечение продольной арматуры определяется по следующей формуле (вместо п. 3—13 табл. 4.22):

$$F_а = F'_а = \mu_0 \frac{bh_0 R_п}{R_а}, \qquad (4.95)$$

где μ_0 — коэффициент, определяемый по графику на рис. 4.27 в зависимости от значений m и n, определяемых по формулам (4.93).

При небольшой гибкости рассчитываемого элемента $\left(\text{при } \frac{l_0}{h} < 10 \text{ или } \frac{l_0}{r_и} < 35\right)$ окончательная величина коэффициента C принимается равной 400 и необходимость в последовательных приближениях отпадает.

Пример 4.11. Определить сечение симметричной арматуры во внецентренно сжатом элементе прямоугольного сечения размером $b \times h = 30 \times 40$ *см*. Расчетные данные: $a = a' = 3{,}5$ *см*; $h_0 = 36{,}5$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); арматура из горячекатаной стали класса А-II ($R_а = R_{а.с} = 2700$ *кг/см²*); $\lambda = \frac{l_0}{h} = 18$; $N_п = 28$ *т*; $e_{0п} = 33$ *см*.

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 4.22.

В первом приближении принимаем $C = 400$.

Согласно предписанию п. 2 табл. 4.22 следует по алгоритму, приведенному в табл. 4.20, определить значения $N_п$ и e. Так как в рассматриваемом примере величины $N_п$ и $e_{0п}$ заданы, в алгоритме табл. 4.20 достаточно рассмотреть только п. 13 и 14.

В зависимости от

$$\bar{n} = \frac{N_п}{CFR_и} \cdot 100 = \frac{28\,000}{400 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 100} \cdot 100 = 0{,}058$$

и $\lambda = 14$ по графику на рис. 4.23 находим $\eta = 1{,}25$.

$$e = e_{0п}\eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 33{,}0 \cdot 1{,}25 + \frac{36{,}5 - 3{,}5}{2} = 57{,}7 \text{ см}.$$

Возвращаемся к алгоритму табл. 4.22 (п. 3)

$$x = \frac{N_п}{R_и b} = \frac{28\,000}{100 \cdot 30} = 9{,}3 \text{ см}.$$

Так как $x = 9{,}3 < 0{,}55\, h_0 = 0{,}55 \cdot 36{,}5 = 20$ *см*, переходим к п. 5.

$$A_0 = \frac{N_п e}{R_и b h_0^2} = \frac{28\,000 \cdot 57{,}7}{100 \cdot 30 \cdot 36{,}5^2} = 0{,}40.$$

В зависимости от $A_0 = 0{,}40$ по табл. 4.6 находим $\alpha = 0{,}55$.

$$x' = \alpha h_0 = 0{,}55 \cdot 36{,}5 = 20 \text{ см}.$$

Так как $x' = 20 > 2a' = 2 \cdot 3{,}5 = 7$ *см*, переходим к п. 10.

Так как $x = 9{,}3 > 2a' = 2 \cdot 3{,}5 = 7$ *см*, переходим к п. 12.

$$F_а = F'_а = \frac{N_п\,[e - (h_0 - 0{,}5x)]}{R_а\,(h_0 - a')} = \frac{28\,000\,[57{,}7 - (36{,}5 - 0{,}5 \cdot 9{,}3)]}{2700 \cdot (36{,}5 - 3{,}5)} = 8{,}0 \text{ см}^2.$$

Выполняя требование п. 14, переходим к п. 2 и повторяем расчет, уточнив значение коэффициента C.

По табл. 4.19 в зависимости от $\frac{e_{0п}}{h} = \frac{33{,}0}{40} = 0{,}82$ и $\mu = \frac{F_а}{F} \cdot 100 = \frac{8{,}0}{30 \cdot 40} \times 100 = 0{,}67\%$ по интерполяции находим $C = 410$.

Полученное значение C достаточно близко к принятому в первом приближении $C = 400$. Поэтому расчет можно не продолжать. Действительно, по графику на рис. 4.23 в зависимости от

$$\bar{n} = \frac{N_п}{CFR_и} \cdot 100 = \frac{28\,000}{410 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 100} \cdot 100 = 0{,}057 \text{ и } \lambda = 18$$

находим $\eta = 1{,}22$, что практически не отличается от найденного на первом этапе расчета $\eta = 1{,}25$.

Принимаем окончательно продольную арматуру по 4 ∅ 16АII у обеих граней сечения ($F_а = F'_а = 8{,}04$ *см*²).

Аналогичный результат может быть получен при выполнении расчета с помощью графика, приведенного на рис. 4.27.

Примем $N_п = 28$ *т*; $M_п = 9{,}2$ *т · м*; $\eta = 1{,}22$.

Определим значения m и n по формулам (4.93)

$$m = \frac{\eta M_п}{b h_0^2 R_и} = \frac{1{,}22 \cdot 920\,000}{30 \cdot 36{,}5^2 \cdot 100} = 0{,}280;$$

$$n = \frac{N_п}{b h_0 R_и} = \frac{28\,000}{30 \cdot 36{,}5 \cdot 100} = 0{,}255.$$

В зависимости от $m = 0{,}280$ и $n = 0{,}255$ по графику на рис. 4.27 находим $\mu_0 = 0{,}20$. Площадь арматуры определяем по формуле (4.95)

$$F_а = F'_а = \mu_0 \frac{b h_0 R_и}{R_а} = 0{,}20 \cdot \frac{30 \cdot 36{,}5 \cdot 100}{2700} = 8 \ см^2.$$

При наличии арматуры, расположенной симметрично по периметру сечения, прочность внецентренно сжатых элементов рекомендуется проверять по алгоритму, приведенному в табл. 4.23, рассматривая всю арматуру

Таблица 4.23. **Проверка прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, равномерно распределенной по периметру, для бетона марки 400 и ниже**

№ п. п.	Алгоритм	Пояснения
1	$n = \frac{N_п}{R_и b h}$	
2	$\alpha_x = \frac{R_а f_x}{R_и b h}$; $\alpha_y = \frac{R_а f_y}{R_и b h}$; $\delta = \frac{a_1}{h}$; $\lambda = 0{,}5 - \delta$; $\alpha_1 = \frac{n\lambda + \alpha_y}{\lambda + 2\alpha_y}$	
3	Если $\alpha_1 > 2\delta$, перейти к п. 5, иначе — к п. 4	
4	$N_п e_{оп} \eta \leqslant R_и b h^2 [2\lambda(\alpha_x + \alpha_y) + n\lambda]$; конец	Проверка прочности
5	Если $\alpha_1 > \alpha_{1макс}$, перейти к п. 7, иначе — к п. 6	Значение $\alpha_{макс}$ приведены в табл. 4.24
6	$N_п e_{оп} \eta \leqslant R_и b h^2 \left[0{,}5\alpha_1(1-\alpha_1) + \frac{\alpha_y}{\lambda}(\alpha_1 - \delta)(1 - \alpha_1 - \delta) + 2\alpha_x\lambda\right]$; конец	Проверка прочности
7	$n_{гр} = \alpha_{1макс} + \frac{\alpha_y}{\lambda}(\alpha_{1макс} - \delta)$; $m_{гр} = 0{,}125 + 0{,}5\lambda\alpha_y + \lambda\alpha_x$	
8	Если $\frac{e_{оп}\eta}{h} < \frac{m_{гр}}{n_{гр}}$, перейти к п. 11, иначе — к п. 9	
9	$c_1 = 0{,}5(\alpha_{1макс} - \delta)$	
10	$N_п e_{оп} \eta \leqslant R_и b h^2 [m_{гр} + c_1(n_{гр} - n)]$; конец	Проверка прочности (см. примечание 1)
11	$n_ц = 0{,}8 + 2(\alpha_y + \alpha_x)$; $c_2 = \frac{m_{гр}}{n_ц - n_{гр}}$	
12	$N_п e_{оп} \eta \leqslant R_и b h^2 c_2 (n_ц - n)$; конец	Проверка прочности (см. примечание 2)

Примечания: 1. Предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением при заданном эксцентриситете, в этом случае равна

$$[N] = R_и b h \frac{m_{гр} + n_{гр} c_1}{\frac{e_{оп}\eta}{h} + c_1}.$$

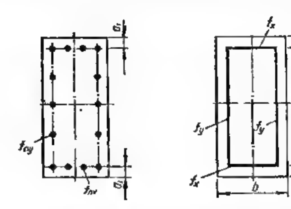


Рис. 4.28. Схема сечения внецентренно сжатого элемента с арматурой, распределенной по периметру сечения.

2. Предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением при заданном эксцентриситете, в этом случае равна

$$[N] = R_{и}bh \frac{n_{ц}c_2}{\frac{e_{оп}\eta}{h} + c_2}.$$

как равномерно распределенную по линиям центров тяжести стержней (рис. 4.28).

В формулах табл. 4.23 значения коэффициента $\alpha_{1макс}$ определяются по табл. 4.24.

Площади сечения арматуры, расположенной у одной из граней, параллельных плоскости изгиба, f_y и у одной из граней, перпендикулярных ей, f_x определяются по формулам

$$f_y = f_{пy}(p + 1); \tag{4.96}$$

$$f_x = \frac{\Sigma f_а}{2} - f_y,$$

где $f_{пy}$ — площадь одного промежуточного стержня арматуры f_y (при разных диаметрах стержней определяется по среднему диаметру промежуточного стержня);

p — количество промежуточных стержней, расположенных у одной грани;

$\Sigma f_а$ — площадь всей арматуры в сечении элемента.

Таблица 4. 24. Значения $\alpha_{1макс}$

δ	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
$\alpha_{1макс}$	0,53	0,52	0,51	0,50	0,49	0,48	0,46

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ С НЕСИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Прочность прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с несимметричной арматурой рекомендуется проверять по алгоритму, приведенному в табл. 4.21. При этом высота сжатой зоны в п. 1 определяется по формуле

$$x = \frac{N_п + R_а F_а - R_{а.с}F'_а}{R_и b}. \tag{4.97}$$

В качестве расчетной сжатой арматуры принимается арматура, расположенная по одну сторону с продольной силой относительно точки приложения усилия $N_ц$ — см. формулу (4.81) и рис. 4.22.

При определении приведенной продольной силы $N_п$ и эксцентриситета e по алгоритму табл. 4.20 для прямоугольных сечений принимается (см. п. 15 табл. 4.20)

$$c = \frac{(h_0 - a')(0{,}5R_{пр}F + R_{а.с}F'_а)}{R_{пр}F + R_{а.с}(F_а + F'_а)}; \tag{4.98}$$

$$F = bh. \tag{4.99}$$

Требуемое сечение несимметричной арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного сечения рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.25. Как и при расчете сечений с симметричной ар-

Таблица 4.25. Определение необходимого сечения продольной арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного сечения с несимметричным армированием для бетона марки 400 и ниже

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Принимаем $C = 400$	
2	На первом этапе расчета по алгоритму табл. 4.20 определяем $N_п$ и e при $C = 400$ и переходим к п. 3; на последующих этапах расчета по п. 9—16 алгоритма табл. 4.20 определяем величины C и e. Если при этом значения C, найденные на смежных этапах расчета, незначительно разнятся, расчет можно не продолжать; иначе — продолжаем расчет и переходим к п. 3	
3	$F'_{а.тр} = \dfrac{N_п e - 0{,}4R_и bh_0^2}{R_{а.с}(h_0 - a')}$	Определение сечения сжатой арматуры
4	Принимаем сечение арматуры $F'_{а.пр}$	
5	Если $F'_{а.пр} \gg F'_{а.тр}$, перейти к п. 7, иначе — к п. 6	
6	$F_а = \dfrac{0{,}55R_и bh_0 - N_п}{R_а} + F'_{а.пр}$; перейти к п. 12	Определение сечения растянутой арматуры
7	$A_0 = \dfrac{N_п e - R_{а.с}F'_{а.пр}(h_0 - a')}{R_и bh_0^2}$	
8	В зависимости от A_0 по табл. 4.6 находим α	
9	Если $\alpha < \dfrac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 11, иначе — к п. 10	
10	$F_а = \dfrac{\alpha R_и bh_0 - N_п}{R_а} + F'_{а.пр}$	Определение сечения растянутой арматуры
11	$F_а = \dfrac{N_п[e - (h_0 - a')]}{R_а(h_0 - a')}$; перейти к п. 12	То же
12	На первом этапе расчета переходим к п. 2; на последующих этапах сравнить вычисленное значение $F_а$ с найденным на предыдущем этапе и, если они разнятся значительно, перейти к п. 2; иначе — конец	Проверка необходимости нового расчетного этапа

матурой, приведенный алгоритм предусматривает выполнение расчета последовательными приближениями (см. табл. 4.24).

Пример 4.12. Подобрать сечение несимметричной арматуры для внецентренно сжатого прямоугольного сечения размером $b \times h = 30 \times 40$ *см*.

Расчетные данные: $M_{дл} = 7$ *т · м*; $M_к = 2{,}5$ *т · м*; $N_{дл} = 30$ *т*; $N_к = 11$ *т*; $a = a' = 3{,}5$ *см*; $h_0 = 36{,}5$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); арматура из горячекатаной стали класса А-II ($R_а = R_{а.с} = 2700$ *кг/см²*); $\lambda = \dfrac{l_0}{h} = 14$.

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 4.25.

Принимаем $C = 400$.

Для определения $N_п$ и e пользуемся алгоритмом, приведенным в табл. 4.20.

Так как $\lambda = \dfrac{l_0}{h} = 14 > 10$, переходим к п. 2.

$$e_{0дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}} = \frac{7}{30} = 0{,}233 \text{ м} = 23{,}3 \text{ см}.$$

По графику на рис. 4.25 при $\lambda = 14$ и $\dfrac{e_{0дл}}{h} = \dfrac{23{,}3}{40} = 0{,}58$ находим $m_{э.дл} = 0{,}97$.

$$M_п = \frac{M_{дл}}{m_{э.дл}} + M_к = \frac{7}{0{,}97} + 2{,}5 = 9{,}7 \ т\cdot м.$$

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{э.дл}} + N_к = \frac{30}{0{,}97} + 11{,}0 = 42 \ т.$$

$$e_{0п} = \frac{M_п}{N_п} = \frac{9{,}7}{42} = 0{,}231 \ м = 23{,}1 \ см.$$

Так как $\lambda = \frac{l_0}{h} = 14 > 4$, переходим к п. 8.

Так как принято $C = 400$, переходим к п. 13.

В зависимости от $\lambda = 14$ и

$$\bar{n} = \frac{N_п}{CFR_и} \cdot 100 = \frac{42\,000}{400 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 100} \cdot 100 = 0{,}087$$

по графику на рис. 4.23 находим $\eta = 1{,}21$.

Так как $e_{0п} = 23{,}1 > \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$ *см*, принимаем $c = \frac{h_0 - a'}{2} = \frac{36{,}5 - 3{,}5}{2} = 16{,}5$ *см* и переходим к п. 16.

$$e = e_{0п}\eta + c = 23{,}1 \cdot 1{,}21 + 16{,}5 = 44{,}6 \text{ см}.$$

Возвращаемся к п. 3 алгоритма табл. 4.25.

$$F'_{а.тр} = \frac{N_п e - 0{,}4R_и bh_0^2}{R_{а.с}(h_0 - a')} = \frac{42\,000 \cdot 44{,}6 - 0{,}4 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 36{,}5^2}{2700\,(36{,}5 - 3{,}5)} = 3{,}1 \text{ см}^2.$$

Принимаем сжатую арматуру из 2∅14AII ($F'_{а.пр} = 3{,}1$ *см*²).

Так как $F'_{а.пр} \approx F'_{а.тр}$, переходим к п. 6.

$$F_а = \frac{0{,}55bh_0R_и - N_п}{R_а} + F'_{а.пр} = \frac{0{,}55 \cdot 30 \cdot 36{,}5 \cdot 100 - 42\,000}{2700} + 3{,}1 = 9{,}9 \text{ см}^2.$$

Переходим к п. 12.

Так как выполнен только первый этап расчета, переходим к п. 2 и уточняем значение C и e по алгоритму табл. 4.20.

Расчет начинаем с п.9 алгоритма табл. 4.20, так как предшествующие величины найдены на предыдущем этапе.

В зависимости от $\lambda = \frac{l_0}{h} = 14$ по табл. 4.18 находим $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right] = 0{,}55$.

Так как $\frac{e_{0п}}{h} = \frac{23{,}1}{40} = 0{,}58 > \left[\frac{e_{0п}}{h}\right] = 0{,}55$, переходим к п.12.

В зависимости от $\mu = \frac{F_а}{F} = \frac{9{,}9}{30 \cdot 40} \cdot 100 = 0{,}83\%$ и $\frac{e_{0п}}{h} = 0{,}58$ по табл. 4.19 находим $C = 480$.

В зависимости от $\lambda = \frac{l_0}{h} = 14$ и

$$\bar{n} = \frac{N_п}{CFR_и} \cdot 100 = \frac{42\,000}{480 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 100} \cdot 100 = 0{,}073$$

по графику на рис. 4.23 находим $\eta = 1{,}16$.

Так как $e_{0п} = 23{,}1 > \frac{h}{2} = 20$ *см*, принимаем $c = 16{,}5$ *см* и переходим к п. 16.

$$e = e_{0п}\eta + c = 23{,}1 \cdot 1{,}16 + 16{,}5 = 43{,}4 \text{ см}.$$

Возвращаемся к п. 3 алгоритма табл. 4.25.

$$F'_{а.тр} = \frac{N_п e - 0{,}4R_и bh_0^2}{R_{а.с}(h_0 - a')} = \frac{42\,000 \cdot 43{,}4 - 0{,}4 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 36{,}5^2}{2700\,(36{,}5 - 3{,}5)} = 2{,}5 \text{ см}^2.$$

Принимаем сжатую арматуру из 2∅14AII ($F'_{а.пр} = 3{,}1$ *см*²).

Так как $F'_{а.пр} = 3{,}1$ *см*² $> F'_{а.тр} = 2{,}5$ *см*², переходим к п. 7

$$A_0 = \frac{N_п e - R_{а.с}F'_{а.пр}(h_0 - a')}{R_и bh_0^2} = \frac{42\,000 \cdot 43{,}4 - 2700 \cdot 3{,}1\,(36{,}5 - 3{,}5)}{100 \cdot 30 \cdot 36{,}5^2} = 0{,}39.$$

В зависимости от $A_0 = 0{,}39$ по табл. 4.6 находим $\alpha = 0{,}54$.

Так как $\alpha = 0{,}54 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3{,}5}{36{,}5} = 0{,}192$, переходим к п. 10.

$$F_а = \frac{\alpha R_и bh_0 - N_п}{R_а} + F'_{а.пр} = \frac{0{,}54 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 36{,}5 - 42\,000}{2700} + 3{,}1 = 9{,}4 \text{ см}^2.$$

Переходим к п. 12.

Полученное сечение арматуры (9,4 *см*²) незначительно отличается от найденного на предыдущем этапе (9,9 *см*²), поэтому дальнейшее уточнение расчета не производим.

Принимаем растянутую арматуру из 4∅18AII ($F_а$ = 10,18 *см*²).

При задании усилий в сечении в виде трех расчетных комбинаций (наибольший положительный изгибающий момент и соответствующая ему продольная сила; наибольший отрицательный изгибающий момент и соответствующая ему продольная сила; наибольшая продольная сила и соответствующий ей изгибающий момент) задача подбора минимального сечения несимметричной арматуры, удовлетворяющего всем трем комбинациям, решается по алгоритму, приведенному в табл. 4.26 *. При этом рассматриваются четыре возможных варианта расчета:

Таблица 4.26. **Определение сечения несимметричной арматуры при трех расчетных комбинациях усилий**

№ п.п	Алгоритм
1	Если не вариант *А*, перейти к п. 8, иначе — к п. 2
2	Определить по алгоритму табл. 4.22 сечение симметричной арматуры для первой комбинации усилий ($F_{а1} = F'_{а1}$) и для второй ($F_{а2} = F'_{а2}$)
3	Если $F_{а1} < F_{а2}$, перейти к п. 6, иначе — к п. 4
4	Принять сечение арматуры $F_{а2}$ в качестве сжатой арматуры в первой комбинации усилий и определить по алгоритму табл. 4.25 соответствующее сечение растянутой арматуры $F^*_{а1}$ для этой комбинации
5	В качестве окончательных значений принять $F_{а1}$ и $F^*_{а2}$; конец
6	Принять сечение арматуры $F_{а1}$ в качестве сжатой арматуры во второй комбинации усилий и определить по алгоритму табл. 4.25 соответствующее сечение растянутой арматуры $F^*_{а2}$ для этой комбинации
7	В качестве окончательных значений принять $F^*_{а2}$ и $F_{а1}$; конец
8	Если не вариант *Б*, перейти к п. 11, иначе — к п. 9
9	Для всех трех комбинаций по алгоритму табл. 4.25 подбирается несимметричная арматура
10	В качестве окончательных значений принимаются соответственно бо́льшие из полученных в п. 9; конец
11	Если не вариант *В*, перейти к п. 17, иначе — к п. 12
12	Для первой и второй комбинаций усилий по алгоритму табл. 4.22 подбирается симметричная арматура ($F_{а1} = F'_{а1}$) и ($F_{а2} = F'_{а2}$), а для третьей комбинации по алгоритму табл. 4.25 — несимметричная ($F_{а3}$ и $F'_{а3}$).
13	Если сечения арматуры $F_{а3}$ и $F'_{а3}$ меньше сечений соответственно расположенных арматур в первой и второй комбинациях, перейти к п. 3, иначе — к п. 14
14	Если сечение арматуры $F_{а1}$ меньше сечений соответственно расположенных арматур во второй и третьей комбинациях, перейти к п. 16, иначе — к п. 15
15	Принять в качестве сжатой арматуры большее из сечений соответственно расположенных арматур во второй и третьей комбинациях и определить по алгоритму табл. 4.25 сечение растянутой арматуры для первой комбинации усилий. Указанные значения принять в качестве окончательных; конец Аналогично п. 14 и 15 решается задача, если максимальное сечение арматуры определено для второй комбинации усилий
16	Принять в качестве окончательных сечения арматуры, определенные для третьей комбинации усилий ($F_{а3}$ и $F'_{а3}$); конец
17	Определить по алгоритму табл. 4.25 сечение несимметричной арматуры для всех трех комбинаций ($F_{а1}$ и $F'_{а1}$, $F_{а2}$ и $F'_{а2}$, $F_{а3}$ и $F'_{а3}$)
18	Если сечение арматуры $F_{а1}$ меньше сечении соответственно расположенных арматур во второй и третьей комбинациях усилий, перейти к п. 20, иначе — к п. 19
19	Принять сечение сжатой арматуры в первой комбинации равным большему из значений сечений соответственно расположенной арматуры во второй и третьей комбинациях и определить по алгоритму табл. 4.25 новое значение растянутой арматуры $F^*_{а1}$
20	В качестве окончательных значений принять бо́льшие из вычисленных значений; конец

* Ривкин С. А. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при трех комбинациях усилий. «Бетон и железобетон», 1959, № 10.

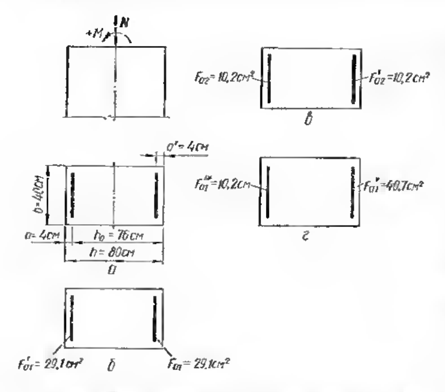


Рис. 4.29. Внецентренно сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения с несимметричной арматурой:

а — схемы усилий и поперечного сечения элемента; *б* и *в* — сечения арматуры, подобранные для первой и второй комбинаций усилий; *г* — принятое сечение арматуры.

вариант *А* — все три комбинации усилий соответствуют случаю 1 внецентренного сжатия;

вариант *Б* — все три комбинации усилий соответствуют случаю 2 внецентренного сжатия;

вариант *В* — две первые комбинации усилий соответствуют случаю 1 внецентренного сжатия, а третья комбинация — случаю 2;

вариант *Г* — первая комбинация усилий соответствует случаю 1 внецентренного сжатия, а вторая и третья комбинации — случаю 2.

Если в последнем варианте случаю 1 внецентренного сжатия соответствует вторая комбинация усилий, он может быть приведен к варианту *Г* путем изменения номеров комбинаций усилий, что соответствует изменению правила знаков изгибающих моментов.

В табл. 4.26 принято, что изгибающие моменты в первой и второй комбинациях усилий имеют различные знаки.

Пример 4.13. Подобрать несимметричную арматуру во внецентренно сжатом элементе; сечением $b \times h = 50 \times 80$ *см*. Расчетные данные: бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); арматура из горячекатаной стали класса А-II ($R_а = R_{а.с} = 2700$ *кг/см²*); $\lambda = \frac{l_0}{h} = 7$.

Усилия, действующие в сечении, заданы в виде трех расчетных комбинаций (рис. 4.29, *а*):

первая

$$M_{макс} = +84\ т \cdot м; \quad N_{соотв} = 120\ т;$$

вторая

$$M_{мин} = -56\ т \cdot м; \quad N_{соотв} = 160\ т;$$

третья

$$M_{соотв} = 54{,}4\ т \cdot м; \quad N_{макс} = 170\ т.$$

Предварительно, считая $R_аF_а = R_{а.с}F'_а$, определяем по формуле (4.67) величину $N_{гр}$, соответствующую границе между случаями 1 и 2 внецентренного сжатия. При этом

$$\overline{F}_б = 0{,}55bh_0 = 0{,}55 \cdot 50 \cdot 76 = 2090\ см^2.$$

Тогда

$$N_{гр} = R_и\overline{F}_б - R_аF_а + R_{а.с}F'_а = 100 \cdot 2090 + 0 = 209\,000\ кг.$$

Так как $N_{гр} = 209\ т > 120\ т$, $N_{гр} > 160\ т$ и $N_{гр} > 170\ т$, все три заданные комбинации усилий соответствуют случаю 1 внецентренного сжатия, т. е. рассматриваем вариант *А*.

Расчет выполняем по общему алгоритму, приведенному в табл. 4.26.

Так как рассматривается вариант *А*, переходим к п. 2.

По алгоритму, приведенному в табл. 4.22, определяем сечение симметричной арматуры: для первой комбинации усилий

$$N = 120\ т; \quad M = 84\ т \cdot м; \quad F_{а1} = F'_{а1} = 29{,}1\ см^2 \text{ (рис. 4.19,б)};$$

для второй комбинации усилий

$$N = 160\ т; \quad M = 56\ т \cdot м; \quad F_{а2} = F'_{а2} = 10{,}2\ см^2 \text{ (рис. 4.29,в)}.$$

Так как $F_{a1} = 29{,}1$ *см*² $> F_{a2} = 10{,}2$ *см*², переходим к п. 4.

Принимаем сечение арматуры $F_{a2} = 10{,}2$ *см*² в качестве сжатой арматуры для первой комбинации усилий и по алгоритму, приведенному в табл. 4.25, при $N = 120$ *т*, $M = 84$ *т · м* и $F'_a = 10{,}2$ *см*² определяем $F'_{a1} = 40{,}7$ *см*².

Принятое окончательно сечение арматуры показано на рис. 4.29, *г*.

РАСЧЕТ ДВУТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ С СИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Элементы двутаврового сечения (рис. 4.30), внецентренно сжатые по случаю 1 или по случаю 2 при $e \geqslant \tilde{e}$, рассчитывают без учета свесов полки, расположенной у растянутой грани сечения. При расчете элементов двутаврового сечения, внецентренно сжатых по случаю 2, при сечении полностью сжатом ($e < \tilde{e}$) могут учитываться свесы полки, расположенной у менее сжатой грани сечения. Наибольшая ширина этой полки, учитываемая в расчете, определяется из условия (4.82).

Рис. 4.30. Схема расположения усилий в двутавровом сечении внецентренно сжатого элемента.

Статический момент свесов полки, расположенной у менее сжатой грани сечения относительно арматуры A, определяется по формуле

$$S_{уш} = A_{уш} b h_0^2, \qquad (4.100)$$

где $A_{уш}$ — коэффициент, определяемый по табл. 4.27.

Таблица 4.27. **Значения $A_{уш}$ для расчета внецентренно сжатых элементов таврового сечения**

$\frac{b_п}{b}$	$h_п/h_0$						
	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,25
1,5	0,0001	0,0003	0,0007	0,0013	0,0020	0,0029	0,0045
2,0	0,0002	0,0006	0,0014	0,0026	0,0040	0,0058	0,0090
2,5	0,0002	0,0010	0,0022	0,0038	0,0060	0,0086	0,0135
3,0	0,0003	0,0013	0,0029	0,0051	0,0080	0,0115	0,0180
3,5	0,0004	0,0016	0,0036	0,0064	0,0100	0,0144	0,0225
4,0	0,0005	0,0019	0,0043	0,0077	0,0120	0,0173	0,0270
4,5	0,0006	0,0022	0,0050	0,0090	0,0140	0,0202	0,0315
5,0	0,0006	0,0026	0,0058	0,0102	0,0160	0,0230	0,0360
6,0	0,0008	0,0032	0,0072	0,0128	0,0200	0,0288	0,0450
7,0	0,0010	0,0038	0,0086	0,0154	0,0240	0,0346	0,0540
8,0	0,0011	0,0045	0,0101	0,0179	0,0280	0,0403	—
9,0	0,0013	0,0051	0,0115	0,0205	0,0320	0,0461	—
10,0	0,0014	0,0058	0,0130	0,0230	0,0360	0,0518	—
12,0	0,0018	0,0070	0,0158	0,0282	0,0440	—	—
13,0	0,0019	0,0077	0,0173	0,0307	0,0480	—	—
14,0	0,0021	0,0083	0,0187	0,0333	0,0520	—	—
15,0	0,0022	0,0090	0,0222	0,0358	—	—	—

При использовании формулы (4.100) условие (4.82) имеет вид

$$A_{уш} \leqslant 0{;}05. \qquad (4.101)$$

Прочность двутавровых сечений внецентренно сжатых элементов с симметричной арматурой рекомендуется проверять по алгоритму, приведенному в табл. 4.28.

Таблица 4.28. Проверка прочности двутавровых сечений внецентренно сжатых элементов с симметричной арматурой (для бетона марки 400 и ниже)

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	В зависимости от $\frac{b'_п}{b}$ и $\frac{h'_п}{h}$ по табл. 4.10 определяем $A_{св}$ и $\alpha_{св}$	
2	Если $N_п \geq R_и b'_п h'_п$, перейти к п. 4, иначе — к п. 3	Проверка положения нейтральной оси
3	Прочность проверяется по алгоритму, приведенному в табл. 4.21, для прямоугольного сечения шириной $b'_п$; конец	Если величина $A_{св}$ расположена в табл. 4.10 ниже жирной черты, должно соблюдаться условие $N_п e \leq (A_{св} + 0{,}4) R_и b h_0^2 + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')$
4	$\alpha = \frac{N_п}{R_и b h_0} - \alpha_{св}$	
5	Если $\alpha > 0{,}55$, перейти к п. 8, иначе — к п. 6	Проверка расчетного случая внецентренного сжатия
6	В зависимости от α по табл. 4.6 находим A_0	
7	$N_п e \leq (A_{св} + A_0) b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')$; конец	Проверка прочности
8	Если $e < \frac{(0{,}4 + A_{св}) b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')}{(0{,}55 + \alpha_{св}) b h_0 R_и + R_{а.с} F'_а}$, перейти к п. 10, иначе — к п. 9	Проверка, полностью ли сжато сечение
9	$N_п e \leq (0{,}4 + A_{св}) b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')$; конец	Проверка прочности
10	В зависимости от $\frac{b_п}{b}$ и $\frac{h_п}{h_0}$ по табл. 4.27 определяем $A_{уш}$. Если $A_{уш} > 0{,}05$, принимаем $A_{уш} = 0{,}05$	
11	$N_п e \leq (0{,}4 + A_{св} + A_{уш}) b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')$; конец	Проверка прочности

Требуемое сечение симметричной арматуры во внецентренно сжатых элементах двутаврового сечения рекомендуется определять последовательными приближениями по алгоритму, приведенному в табл. 4.29. Аналогично рас-

Таблица 4.29. Определение требуемого сечения симметричной арматуры во внецентренно сжатых элементах двутаврового сечения (для бетона марки 400 и ниже)

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Принимаем $C = 400$	
2	На первом этапе расчета по алгоритму табл. 4.20 определяем $N_п$ и e при $C = 400$ и переходим к п. 3; на последующих этапах расчета по п. 9—16 алгоритма табл. 4.20 определяем величины C и e. Если при этом значения C, найденные на смежных этапах расчета, незначительно разнятся, расчет можно не продолжать; иначе — продолжаем расчет и переходим к п. 3	
3	В зависимости от $\frac{b'_п}{b}$ и $\frac{h'_п}{h_0}$ по табл. 4.10 находим $A_{св}$ и $\alpha_{св}$	
4	Если $N_п > R_и b'_п h'_п$, перейти к п. 11, иначе — к п. 5	
5	Если $A_{св}$ в табл. 4.10 расположено ниже жирной черты, перейти к п. 10, иначе — к п. 6	
6	$A_{01} = \frac{0{,}4 + A_{св}}{b'_п / b}$	
7	В зависимости от A_{01} по табл. 4.6 находим α_1	
8	Если $\alpha_1 > \frac{N_п}{R_и b'_п h_0}$, перейти к п. 8, иначе — к п. 9	

Продолжение табл. 4.29

№ п.п.	Алгоритм	Пояснения
9	$F_a = F'_a = \dfrac{N_п e - A_{01} R_и b'_п h_0^2}{R_a (h_0 - a')}$, перейти к п. 19	Определение сечения продольной арматуры
10	Величина F_a определяется по алгоритму табл. 4.23 для прямоугольного сечения шириной $b'_п$.	Определение сечения продольной арматуры
11	$\alpha = \dfrac{N_п}{R_и b h_0} - \alpha_{св}$	
12	Если $\alpha > 0{,}55$, перейти к п. 15, иначе — к п. 13	
13	В зависимости от α по табл. 4.6 находим A_0	
14	$F_a = F'_a = \dfrac{N_п e - (A_0 - A_{св})\, b h_0^2 R_и}{R_a (h_0 - a')}$; перейти к п. 19	Определение сечения продольной арматуры
15	Если $e < \dfrac{(0{,}4 + A_{св})\, b h_0^2 R_и + R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{(0{,}55 + \alpha_{св})\, b h_0 R_и + R_{a.c} F'_a}$, перейти к п. 17, иначе — к п. 16	
16	$F_a = F'_a = \dfrac{N_п e - (0{,}4 + A_{св})\, b h_0^2 R_и}{R_a (h_0 - a')}$; перейти к п. 19	Определение сечения продольной арматуры
17	В зависимости от $\dfrac{b_п}{b}$ и $\dfrac{h_п}{h_0}$ по табл. 4.27 находим $A_{уш}$. Если $A_{уш} > 0{,}05$, принимаем $A_{уш} = 0{,}05$	
18	$F_a = F'_a = \dfrac{N_п e - (0{,}4 + A_{св} + A_{уш})\, b h_0^2 R_и}{R_a (h_0 - a')}$; перейти к п. 19	Определение сечения продольной арматуры
19	На первом этапе расчета переходим к п. 2; на последующих этапах сравнить вычисленное значение F_a с найденным на предыдущем этапе и, если они разнятся значительно, перейти к п. 2; иначе — конец	Проверка необходимости нового расчетного цикла

смотренным выше алгоритмам расчета элементов прямоугольного сечения в алгоритме табл. 4.29 на каждом из этапов последовательных приближений уточняется значение коэффициента C в зависимости от найденного на предыдущем этапе сечения продольной арматуры.

Значения приведенной продольной силы $N_п$ и эксцентриситета e определяются по алгоритму, приведенному в табл. 4.20.

Внецентренно растянутые элементы (симметричного сечения при расположении продольной силы в плоскости симметрии)

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Прочность сечений, нормальных к продольной оси внецентренно растянутых элементов, проверяется из условий

$$N \leqslant [N] \qquad (4.102)$$

или

$$Ne \leqslant [M], \qquad (4.103)$$

где N — продольная сила;

e — эксцентриситет силы относительно арматуры A;

$[N]$ и $[M]$ — предельные продольная сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты сечением при заданном эксцентриситете e.

При расчете внецентренно растянутых элементов рассматриваются два случая:

случай 1 — продольная сила N приложена за пределами расстояния между арматурами A и A' (рис. 4.31, *а*), предельное состояние сечения характеризуется наличием сжатой и растянутой зон;

случай 2 — продольная сила N приложена между арматурами A и A' (см. рис. 4.31, *б*), сечение полностью растянуто.

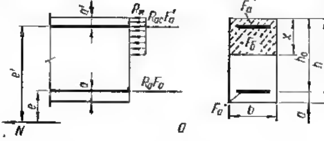


Рис. 4.31. Схема расположения усилий при расчете по прочности внецентренно растянутого железобетонного элемента:
а — случай больших эксцентриситетов; *б* — случай малых эксцентриситетов.

Несущая способность внецентренно растянутых по случаю 1 сечений, имеющих сжатую и растянутую зоны, определяется по формулам

$$[M] = R_и S_б + R_{а.с} S_а; \quad (4.104)$$

$$[N] = R_а F_а - R_{а.с} F'_а - R_и F_б. \quad (4.105)$$

При этом положение нейтральной оси, а также площадь и форма сжатой зоны бетона определяются из уравнения

$$R_и F_б - R_а F_а + R_{а.с} F'_а + N = 0. \quad (4.106)$$

Сжатая арматура учитывается в расчете, если удовлетворяется условие

$$z \leqslant h_0 - a'. \quad (4.107)$$

При невыполнении условия (4.107) сечение рассчитывается по формуле

$$N(e + h_0 - a') \leqslant R_а F_а (h_0 - a'). \quad (4.108)$$

Если несущая способность сечения, определенная по формуле (4.104) или (4.105) без учета сжатой арматуры, превышает несущую способность, определенную по формуле (4.108), расчет выполняется без учета сжатой арматуры.

Несущая способность внецентренно растянутых по случаю 2 сечений определяется из условий предельного состояния полностью растянутого сечения:

$$Ne \leqslant [M] = R_а F'_а (h_0 - a') \quad (4.109)$$

или

$$Ne' \leqslant [M] = R_а F_а (h_0 - a'). \quad (4.110)$$

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

Прочность внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения из бетона марки 400 и ниже рекомендуется проверять по алгоритму, приведенному в табл. 4.30.

Несущая способность сечения внецентренно растянутых элементов достаточна, если выполняются соответствующие рассматриваемому случаю условия, записанные в п. 5, 7, 11 и 13 табл. 4.30.

Требуемое сечение арматуры во внецентренно растянутых элементах прямоугольного сечения рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.31.

При симметричном армировании сечения продольной арматуры во внецентренно растянутых элементах прямоугольного сечения подбирают по формулам п. 9 или 13 алгоритма, приведенного в табл. 4.31, если условие

Таблица 4.30. **Проверка прочности внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения (для бетона марки 400 и ниже)**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$e_0 = \frac{M}{N}$	
2	$e' = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}$; $e = \left\| e_0 - \frac{h_0 - a'}{2} \right\|$	Величина e определяется по модулю, т. е. по абсолютной величине
3	Если $e' < h_0 - a'$, перейти к п. 13, иначе — к п. 4	
4	$x' = \frac{R_a F_a - N}{R_u b}$	
5	Если $x' > 0$, перейти к п. 6, иначе — сечение арматуры A недостаточно; конец	Проверка прочности
6	Если $x' > 2a'$, перейти к п. 8, иначе — к п. 7	
7	$N\left(e + h_0 - \frac{x'}{2}\right) \leqslant R_a F_a \left(h_0 - \frac{x'}{2}\right)$; конец	Проверка прочности
8	$x = \frac{R_a (F_a - F'_a) - N}{R_u b}$	
9	Если $x > 0{,}55h_0$, принять $x = 0{,}55h_0$, перейти — к п. 10	
10	Если $x < 2a'$, перейти к п. 12, иначе — к п. 11	
11	$Ne \leqslant R_u bx \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{a.c} F'_a (h_0 - a')$; конец	Проверка прочности
12	$N[e + (h_0 - a')] \leqslant R_a F_a (h_0 - a')$; конец	То же
13	$Ne' \leqslant R_a F_a (h_0 - a')$; $Ne \leqslant R_a F'_a (h_0 - a')$; конец	»

Таблица 4.31. **Определение требуемого сечения арматуры во внецентренно растянутых элементах прямоугольного сечения (для бетона марки 400 и ниже)**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$e_0 = \frac{M}{N}$	
2	$e' = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}$; $e = \left\| e_0 - \frac{h_0 - a'}{2} \right\|$	Величина e определяется по модулю, т. е. по абсолютной величине
3	Если $e' < h_0 - a'$, перейти к п. 15, иначе — к п. 4	
4	$F'_a = \frac{Ne - 0{,}4bh_0^2 R_u}{R_{a.c}(h_0 - a')}$	Определение сечения сжатой арматуры
5	$A_{01} = \frac{Ne}{R_u bh_0^2}$	
6	В зависимости от A_{01} по табл. 4.6 определяем α_1	
7	Если $\alpha_1 > \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 10, иначе — к п. 8	
8	В зависимости от A_{01} по табл. 4.6 находим γ_1	
9	$F_a = \frac{N(e + \gamma h_0)}{R_a \gamma h_0}$; конец	Определение сечения растянутой арматуры
10	$A_0 = \frac{Ne - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{R_u bh_0^2} \leqslant 0{,}4$	
11	В зависимости от A_0 по табл. 4.6 находим α	
12	Если $\alpha > \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 14, иначе — к п. 13	

Продолжение табл. 4.31

№п.п.	Алгоритм	Пояснения
13	$F_a = \frac{N(e + h_0 - a')}{R_a(h_0 - a')}$; конец	Определение сечения растянутой арматуры
14	$F_a = \frac{\alpha R_u bh_0 + N}{R_a} + F'_a$; конец	То же
15	$F_a = \frac{Ne'}{R_a(h_0 - a')}$; $F'_a = \frac{Ne}{R_a(h_0 - a)}$; конец	Определение сечения продольной арматуры

п. 3 не выполняется (случай 1 внецентренного растяжения), и по формуле п. 15 для случая 2 внецентренного растяжения.

Наклонные сечения внецентренно растянутых элементов можно не рассчитывать по поперечной силе, если в случае 1 внецентренного растяжения ($e' > h_0 - a'$) соблюдается хотя бы одно из условий:

$$\sigma_{г.р} \leqslant R_р;$$

$$Q \leqslant R_р bh_0 \text{ при } e_0 > 1{,}5h_0;$$

$$Q \leqslant kR_р bh_0 \text{ при } e_0 \leqslant 1{,}5h_0,$$

где

$$k = \frac{e_0}{h} - 0{,}5, \qquad (4.111)$$

а при случае 2 внецентренного растяжения ($e' < h_0 - a'$)

$$\sigma_{г.р} \leqslant R_р.$$

Главные растягивающие напряжения $\sigma_{г.р}$ определяются по формуле

$$\sigma_{г.р} = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2}, \qquad (4.112)$$

где напряжения σ и τ в центре тяжести прямоугольных сечений допускается определять по формулам

$$\sigma = \frac{0{,}9N}{bh}; \quad \tau = \frac{1{,}4Q}{bh}.$$

Наклонные сечения внецентренно растянутых элементов, армированных поперечными стержнями, рассчитывают по поперечной силе следующим образом.

А. При $e'_0 > h_0 - a'$ расчет выполняется, как для изгибаемых элементов.

Если эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести бетонного сечения $e_0 < 1{,}5h_0$, предельная поперечная сила, воспринимаемая хомутами и бетоном, определяется по формуле

$$Q_{х.б} = \sqrt{k \cdot 0{,}6R_и bh_0^2 q_х} - R_{а.х}F_х, \qquad (4.113)$$

где k определяется по формуле (4.111).

При расчете с помощью графиков (рис. 4.12 и 4.13) значения параметров ε и D_0 принимаются

$$\varepsilon = \frac{Q}{kR_и bh_0} \text{ и } D_0 = \frac{R_{а.х}F_х}{kR_и bh_0}.$$

При расчете по случаю 1 внецентренного растяжения при $e_0 < 1{,}5\ h_0$ несущая способность принимается не меньше, чем при случае 2 внецентренного растяжения (см. п. Б).

Б. При $e' < h_0 - a'$ расчет выполняется из условия

$$Q \leqslant q_x c, \tag{4.114}$$

где c — длина проекции наиболее опасного наклонного сечения, принимаемая равной $c = 0{,}6h_0$ с округлением в меньшую сторону до целого числа шагов хомутов.

При этом шаг хомутов, если они не требуются по расчету, не должен превышать $u_{макс} = 0{,}5h_0$.

Изгибаемые и внецентренно сжатые элементы несимметричной относительно плоскости действия изгибающего момента формы сечения

КОСОЙ ИЗГИБ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО И ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЙ

Элементы из бетона марки 400 и ниже, работающие на косой изгиб (рис. 4.32), при отсутствии в сечении сжатой арматуры рассчитывают на прочность из условия

$$M_x \leqslant R_и F_б [u_x + v_x \cos(k_1 k_2)], \tag{4.115}$$

где

$$k_1 = \frac{(u_x + v_x)\,\mathrm{tg}\,\beta - u_y}{v_x\,\mathrm{tg}\,\beta + v_y}; \tag{4.116}$$

$$\mathrm{tg}\,\beta = \frac{M_y}{M_x}; \tag{4.117}$$

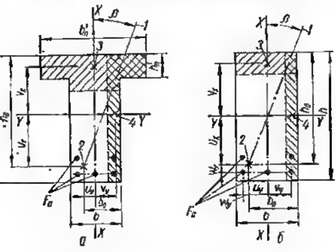


Рис. 4.32. Схема сечения элементов, работающих на косой изгиб:

а — тавровое сечение; *б* — прямоугольное сечение; *1* — плоскость действия изгибающих усилий; *2* — точка приложения равнодействующей усилий в арматуре *A*; *3* — центр тяжести сжатой зоны бетона при расположении нейтральной линии параллельно оси *Y*; *4* — то же, при расположении нейтральной линии параллельно оси *X*.

β — угол между плоскостью действия внутренней пары сил и осью симметрии сечения X;

M_x — составляющая изгибающего момента, вызывающая изгиб в плоскости оси X;

M_y — составляющая изгибающего момента, вызывающая изгиб в плоскости оси Y, нормальной к плоскости X;

$F_б$ — площадь сжатой зоны бетона;

u_x — расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A до оси Y, нормальной к оси X и проходящей через центр тяжести сжатой зоны бетона площадью $F_б$ при нейтральной линии, параллельной оси X;

u_y — расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A до оси X; при арматуре A, симметрично расположенной относительно оси X, $u_y = 0$;

v_x — расстояние от оси Y до центра тяжести сжатой зоны бетона $F_б$ при нейтральной линии, параллельной оси Y;

v_y — расстояние от оси X до центра тяжести сжатой зоны $F_б$ при нейтральной линии, параллельной оси X;

k_2 — коэффициент, принимаемый равным $\frac{\pi}{2}$ при $u_y > 0{,}4v_y$ и 1,45 при $u_y \leqslant 0{,}4v_y$.

При $u_y < 0{,}4v_y$ должно соблюдаться условие $k_1 < 0{,}9$. Если это условие не соблюдается, т. е. часть арматуры A попадает в сжатую зону, часть площади сечения арматуры A, расположенная вблизи нейтральной линии, параллельной оси X, не учитывается в расчете, чтобы обеспечить соблюдение условия $k_1 < 0{,}9$.

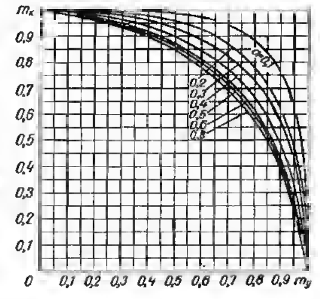
Прочность элементов из бетона марки 400 и ниже, работающих на косой изгиб, прямоугольного и таврового сечений с полкой в сжатой зоне без учета сжатой арматуры рекомендуется проверять по алгоритму, приведенному в табл. 4.32.

Таблица 4.32. **Проверка прочности элементов прямоугольного и таврового сечений с полкой в сжатой зоне из бетона марки 400 и ниже, работающих на косой изгиб, без учета сжатой арматуры**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$\operatorname{tg}\beta = \dfrac{M_y}{M_x}$	
2	$F_б = \dfrac{R_a F_a}{R_и}$	Определение площади сжатой зоны
3	Если сечение имеет полку в сжатой зоне, перейти к п. 5, иначе — к п. 4	
4	$u_x = h_0 - 0{,}5h$; $v_x = 0{,}5\left(h - \dfrac{F_б}{b}\right)$; $u_y = b_0 - 0{,}5b$; $v_y = 0{,}5\left(b - \dfrac{F_б}{h}\right)$; перейти к п. 16	См. примечание
5	Если $F_б < b'_п h'_п$, перейти к п. 10, иначе — к п. 6	
6	В зависимости от $\dfrac{b'_п}{b}$ и $\dfrac{h'_п}{h_0}$ по табл. 4.10 находим $A_{св}$ и $\alpha_{св}$	
7	$\alpha = \dfrac{R_a F_a}{R_и b h_0} - \alpha_{св}$	
8	В зависимости от α по табл. 4.6 находим A_0	
9	$(u_x + v_x) = \dfrac{A_0 + A_{св}}{\alpha + \alpha_{св}}$; перейти к п. 11	
10	$(u_x + v_x) = h_0 - 0{,}5\dfrac{F_б}{b'_п}$; перейти к п. 11	
11	$b'_{св} = \dfrac{b'_п - b}{2}$	
12	Если $F_б > b'_{св} h'_п$, перейти к п. 14, иначе — к п. 13	
13	$u_x = h_0 - 0{,}5h'_п$; $v_y = 0{,}5\left(b'_п - \dfrac{F_б}{h'_п}\right)$; перейти к п. 15	
14	$u_x = \dfrac{b'_{св} h'_п (h_0 - 0{,}5h'_п) + (F_б - b'_{св} h'_п)(h_0 - 0{,}5h)}{F_б}$; $v_y = \dfrac{b'_{св} h'_п (b'_п - b'_{св}) + (F_б - b'_{св} h'_п)\left(b - \dfrac{F_б - b'_{св} h'_п}{h}\right)}{2F_б}$; перейти к п. 15	
15	$v_x = (u_x + v_x) - u_x$; $u_y = b_0 - 0{,}5b$	
16	$k_1 = \dfrac{(u_x + v_x)\operatorname{tg}\beta - u_y}{v_x \operatorname{tg}\beta + v_y}$	
17	Если $u_y > 0{,}4v_y$, принять $k_2 = \dfrac{\pi}{2}$ и перейти к п. 19, иначе — принять $k_2 = 1{,}45$ и перейти к п. 18	
18	Если $k_1 > 0{,}9$ (часть растянутой арматуры попала в сжатую зону), исключить из сечения арматуры A стержни, расположенные возле нейтральной оси, параллельной оси X, и перейти к п. 2; иначе — к п. 19	
19	$M_x \leqslant R_и F_б [u_x + v_x \cos(k_1 k_2)]$; конец	Проверка прочности

Примечание. Для сечений с арматурой A, симметрично расположенной относительно оси X, $u_y = 0$.

Рис. 4.33. Значения коэффициентов m_x и m_y для расчета по прочности элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой, работающих на косой изгиб и косое внецентренное сжатие.



Для элементов прямоугольного сечения, подвергающихся косому изгибу, проверка достаточной прочности сжатой зоны бетона производится из условия

$$\frac{\frac{S_{бx}}{S_{0x}}+\frac{S_{бy}}{S_{0y}}\sqrt{\operatorname{tg}\beta}}{\sqrt{1+\operatorname{tg}\beta}}\leqslant 0{,}8, \quad (4.118)$$

где $S_{бx}$ и S_{0x} — статические моменты соответственно сжатой зоны бетона и всего рабочего сечения бетона относительно оси, нормальной к оси X и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре, растянутой от действия момента M_x и расположенной у грани элемента, нормальной к оси X;

$S_{бy}$ и S_{0y} — то же, относительно оси, нормальной к оси Y и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре, растянутой от действия момента M_y и расположенной у грани, нормальной к оси Y.

Значения $S_{бx}$, S_{0x}, $S_{бy}$ и S_{0y} определяются по формулам:

$$S_{бx}=F_б\,(u_x+v_x\cos k_1k_2+w_x); \quad (4.119)$$

$$S_{0x}=\frac{b\,(h_0+w_x)^2}{2}; \quad (4.120)$$

$$S_{0y}=\frac{h\,(b_0+w_y)^2}{2}; \quad (4.121)$$

$$S_{бy}=F_б\,[(u_x+v_x\cos k_1k_2)\operatorname{tg}\beta+w_y], \quad (4.122)$$

где $b_0=0{,}5b+u_y$;

w_x, w_y — расстояния от точки приложения равнодействующей усилий во всей учитываемой в расчете арматуре A до осей, проходящих через центры тяжести арматур A, расположенных у граней, нормальных соответственно к оси X и к оси Y.

Косоизгибаемые элементы прямоугольного сечения с арматурой, симметрично расположенной относительно обеих осей симметрии бетонного сечения, допускается рассчитывать на прочность по графику (рис. 4.33) в зависимости от

$$\alpha=\frac{\Sigma R_aF_a}{R_иbh};$$

$$m_x=\frac{M_x}{M_{xпр}};$$

$$m_y=\frac{M_y}{M_{yпр}},$$

где ΣR_aF_a — сумма усилий во всей продольной арматуре;

$M_{xпр}$ и $M_{yпр}$ — предельные изгибающие моменты, действующие только в плоскости осей симметрии соответственно X и Y.

Прочность сечения обеспечена, если точка с координатами m_x и m_y находится внутри области, ограниченной кривой α и осями координат.

Элементы прямоугольного сечения, подвергающиеся косому изгибу, рассчитываются на прочность по поперечной силе из условия

$$\left(\frac{Q_x}{Q_{x.бx}}\right)^2+\left(\frac{Q_y}{Q_{x.бy}}\right)^2\leqslant 1, \quad (4.123)$$

где Q_x и Q_y — составляющие поперечной силы, действующие соответственно в плоскости X и в нормальной к ней плоскости Y;

$Q_{x.бx}$ и $Q_{x.бy}$ — предельные поперечные силы, которые могут быть восприняты наклонным сечением при действии их соответственно только в плоскости X и только в плоскости Y.

Отогнутые стержни при расчете на поперечную силу при косом изгибе не учитываются.

Пример 4.14. Проверить прочность сечения железобетонной балки (рис. 4.34). Расчетные данные: бетон марки 200 ($R_и$ = 100 $кг/см^2$); арматура из горячекатаной стали класса А-II ($R_а$ = 2700 $кг/см^2$). Расчетные изгибающие моменты: в плоскости X M_x = 2,2 $т \cdot м$; в плоскости Y M_y = 0,55 $т \cdot м$.

Рис. 4.34. Схема сечения железобетонной балки.

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 4.32.

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{M_y}{M_x}=\frac{0{,}55}{2{,}2}=0{,}25.$$

$$F_б=\frac{R_аF_а}{R_и}=\frac{2700\cdot 5{,}08}{100}=137\ см^2.$$

Так как сечение прямоугольное, переходим к п. 4:

$$u_x=h_0-0{,}5h=27-0{,}5\cdot 30=12\ см;$$

$$v_x=0{,}5\left(h-\frac{F_б}{b}\right)=0{,}5\left(30-\frac{137}{15}\right)=10{,}4\ см.$$

Так как арматура расположена симметрично относительно оси X, согласно примечанию к табл. 4.32 принимаем u_y = 0.

$$v_y=0{,}5\left(b-\frac{F_б}{h}\right)=0{,}5\left(15-\frac{137}{30}\right)=5{,}2\ см.$$

Переходим к п. 16

$$k_1=\frac{(u_x+v_x)\operatorname{tg}\beta-u_y}{v_x\operatorname{tg}\beta+v_y}=\frac{(12+10{,}4)\,0{,}25-0}{10{,}4\cdot 0{,}25+5{,}2}=0{,}72.$$

Так как $u_y = 0 < 0{,}4v_y$, принимаем k_2 = 1,45 и переходим к п. 18.
Так как $k_1 = 0{,}72 < 0{,}9$, переходим к п. 19.

$$R_иF_б\,[u_x+v_x\cos(k_1k_2)]=100\cdot 137\,[12+10{,}4\cos(0{,}72\cdot 1{,}45)]=236\,000\ кг\cdot см=$$
$$=2{,}36\ т\cdot м>M_x=2{,}2\ т\cdot м.$$

Следовательно, прочность сечения достаточна.

КОСОЕ ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Элементы, работающие на косое внецентренное сжатие, рассчитываются по прочности дважды — по случаю 1 и по случаю 2. В качестве окончательного результата принимается наименьшая несущая способность из вычисленных по обоим случаям.

При

$$\frac{N_{пx}}{R_иbh}>0{,}5 \text{ и } \frac{N_{пy}}{R_иbh}>0{,}5$$

допускается расчет по случаю 1 косого внецентренного сжатия не выполнять.

Здесь $N_{пx}$ и $N_{пy}$ — приведенные продольные силы при действии моментов соответственно в плоскостях осей X и Y, определяемые с учетом длительного действия нагрузки по алгоритму, приведенному в табл. 4.20.

За ось X всегда принимается ось симметрии, нормальная к граням элемента с большей площадью сечения арматуры ($f_x > f_y$).

Прямоугольные сечения с арматурой, расположенной симметрично относительно обеих осей симметрии, при случае 1 косого внецентренного сжатия рассчитываются на прочность с помощью графика, приведенного на рис. 4.33.

Прочность сечения обеспечена, если точка с координатами m_x и m_y находится внутри области, ограниченной осями координат и кривой

$$\alpha = \frac{\Sigma R_a F_a}{R_u bh}, \qquad (4.124)$$

где $\Sigma R_a F_a$ — сумма усилий во всей продольной арматуре в сечении элемента.

Значения m_x и m_y определяются по формулам

$$m_x = \frac{M_{пy}\eta_x - N_{пx} h X_в}{[M_x]}; \qquad (4.125)$$

$$m_y = \frac{M_{пx}\eta_y - N_{пy} b Y_в}{[M_y]}, \qquad (4.126)$$

где $N_{пx}$, $M_{пx}$, $N_{пy}$ и $M_{пy}$ — приведенные продольные силы и моменты относительно центра тяжести сечения соответственно в плоскости осей X и Y, определяемые по алгоритму, приведенному в табл. 4.20;

η_x и η_y — коэффициенты продольного изгиба соответственно в плоскостях осей симметрии X и Y;

$[M_x]$ и $[M_y]$ — предельные изгибающие моменты в плоскостях осей симметрии X и Y, определяемые, как для изгибаемых элементов, по алгоритму, приведенному в табл. 4.8;

$$Y_в = \frac{X_0 Y_0}{X_0 + Y_0 B}; \quad X_в = Y_в B; \quad B = \frac{M_{пx}\eta_x}{M_{пy}\eta_y} \cdot \frac{b}{h};$$

X_0 и Y_0 — коэффициенты, определяемые по табл. 4.33 в зависимости от величин $\alpha = \frac{\Sigma R_a F_a}{bh_0 R_u}$, $c = -\frac{f_y}{f_x} \leqslant 1$, $n_x = \frac{N_{пx}}{R_u bh}$ и $n_y = \frac{N_{пy}}{R_u bh}$;

f_x и f_y — части площади сечения продольной арматуры, расположенные у граней, нормальных соответственно осям X и Y (рис. 4.35);

$$f_y = f_{пy}(p+1) + 2(f_0 - f_{пx} - f_{пy})\frac{1}{B+1};$$

$$f_x = \frac{\Sigma F_a}{2} - f_y;$$

$f_{пx}$ и $f_{пy}$ — площади сечения каждого из промежуточных стержней, расположенных соответственно у граней, нормальных к осям X и Y;

f_0 — площадь сечения углового стержня;

p — количество промежуточных стержней $f_{пy}$, расположенных у одной из граней, нормальных к оси Y.

При арматуре, распределенной по периметру сечения, предельные изгибающие моменты $[M_x]$ и $[M_y]$ можно определять как правую часть неравенств, записанных в п. 4, 6, 10 или 12 табл. 4.23, при $n = 0$.

Таблица 4. 33. **Значения X_0 (в числителе) и Y_0 (в знаменателе) для расчета на прочность элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой, работающих на косое внецентренное сжатие**

Коэффициент α	$c = 1,00$				$c = 0,75$				$c = 0,50$				$c = 0,33$			
	n_x (n_y)															
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,10	0,20	0,30	0,40	0,10	0,20	0,30	0,40	0,10	0,20	0,30	0,40
0,1	0,37/0,37	0,35/0,35	0,33/0,33	0,27/0,27	0,38/0,36	0,36/0,35	0,32/0,31	0,27/0,26	0,38/0,34	0,37/0,35	0,32/0,30	0,28/0,26	0,35/0,28	0,35/0,32	0,32/0,30	0,29/0,25
0,2	0,38/0,38	0,33/0,33	0,29/0,29	0,25/0,25	0,39/0,37	0,34/0,34	0,30/0,29	0,26/0,25	0,39/0,35	0,35/0,32	0,31/0,28	0,26/0,24	0,28/0,27	0,32/0,21	0,30/0,27	0,25/0,23
0,3	0,37/0,37	0,32/0,32	0,27/0,27	0,23/0,23	0,39/0,36	0,33/0,31	0,28/0,26	0,24/0,22	0,41/0,36	0,34/0,30	0,30/0,26	0,25/0,22	0,42/0,33	0,37/0,29	0,31/0,25	0,27/0,21
0,4	0,33/0,33	0,28/0,28	0,24/0,24	0,21/0,21	0,35/0,31	0,30/0,27	0,25/0,23	0,22/0,20	0,38/0,30	0,32/0,26	0,28/0,22	0,24/0,19	0,40/0,36	0,34/0,28	0,30/0,24	0,25/0,20
0,5	0,28/0,28	0,25/0,25	0,22/0,22	0,19/0,19	0,30/0,27	0,27/0,24	0,23/0,21	0,20/0,18	0,35/0,25	0,30/0,22	0,26/0,19	0,22/0,17	0,38/0,30	0,33/0,24	0,28/0,21	0,24/0,18
0,6	0,26/0,26	0,23/0,23	0,20/0,20	0,18/0,18	0,28/0,23	0,25/0,22	0,22/0,19	0,19/0,17	0,31/0,23	0,27/0,20	0,24/0,18	0,20/0,15	0,36/0,24	0,31/0,20	0,27/0,18	0,23/0,15
0,7	0,25/0,25	0,22/0,22	0,19/0,19	0,16/0,16	0,26/0,23	0,23/0,20	0,20/0,18	0,18/0,15	0,29/0,21	0,26/0,19	0,22/0,17	0,19/0,14	0,34/0,20	0,29/0,18	0,25/0,16	0,22/0,13
0,8	0,23/0,23	0,21/0,21	0,18/0,18	0,15/0,15	0,25/0,22	0,22/0,19	0,19/0,17	0,17/0,14	0,23/0,20	0,25/0,18	0,21/0,15	0,18/0,13	0,31/0,19	0,27/0,16	0,24/0,14	0,20/0,12

Примечание. Данными таблицы можно пользоваться при значениях a_1 и a_2, равных $(0,05 \div 0,10)\,h$

Элементы с сечениями и армированием, симметричными относительно двух взаимно перпендикулярных осей, работающие на косое внецентренное сжатие, рассчитываются на прочность по случаю 2 из условия

$$\frac{N_{nx}}{[N_x]} + \frac{N_{ny}}{[N_y]} - \frac{N}{[N]} \leqslant 1, \qquad (4.127)$$

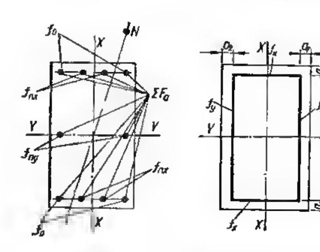
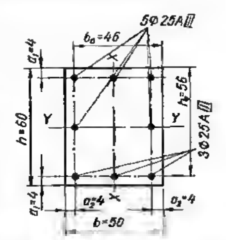


Рис. 4.35. Обозначения, принятые при расчете по прочности железобетонных элементов, работающих на косое внецентренное сжатие.

где $[N_x]$ и $[N_y]$ — предельные продольные силы, которые могут быть восприняты сечением при заданных эксцентриситетах соответственно в плоскостях осей X и Y;

$[N]$ — предельная продольная сила, которая может быть воспринята сечением при центральном сжатии без учета гибкости элемента.

Рис. 4.36. Схема поперечного сечения железобетонного элемента, работающего на косое внецентренное сжатие.



Пример 4.15. Проверить прочность сечения железобетонного элемента (рис. 4.36). Расчетные данные: бетон марки 400 ($R_н = 210$ *кг/см²*); $R_{пр} = 170$ *кг/см²*; продольная арматура из горячекатаной стали класса A-III ($R_а = R_{а.с} = 3400$ *кг/см²*); $F_{ах} = F_{ау} = 4{,}91 \cdot 3 = 14{,}73$ *см²* (3 ⌀ 25AIII). Расчетные приведенные продольные силы соответственно в плоскостях X и Y $N_{пх} = 70$ *т* и $N_{пу} = 65$ *т*. Продольная сила без учета длительности действия нагрузки $N = 60$ *т*. Приведенные изгибающие моменты соответственно в плоскостях X и Y $M_{пх} = 39$ *т · м* и $M_{пу} = 20$ *т · м*. Расчетная длина элемента в обоих плоскостях $l_{0x} = l_{0y} = 7{,}6$ *м*.

Так как $n_x = \frac{N_{пх}}{R_н bh} = \frac{70\,000}{210 \cdot 50 \cdot 60} = 0{,}11 < 0{,}5$

и

$$n_y = \frac{N_{пу}}{R_н bh} = \frac{65\,000}{210 \cdot 50 \cdot 60} = 0{,}10 < 0{,}5,$$

необходим расчет по обоим случаям косого внецентренного сжатия.

Определяем несущую способность сечения по случаю 1 косого внецентренного сжатия.

Коэффициент продольного изгиба η определяем по алгоритму, приведенному в табл. 4.20

Так как (п.7)

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{h} = \frac{7{,}6}{0{,}6} = 12{,}7 > 1;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{b} = \frac{7{,}6}{0{,}5} = 15{,}2 > 4,$$

переходим к п. 8.

Так как $\lambda_x = 12{,}7 > 10$ и $\lambda_y = 15{,}2 > 10$, переходим к п.9.

В зависимости от $\lambda_x = 12{,}7$ и $\lambda_y = 15{,}2$ по табл. 4.18 находим граничные значения $\left[\frac{e_{0x}}{h}\right] = 0{,}4$ и $\left[\frac{e_{0y}}{b}\right] = 0{,}4$.

Так как

$$\frac{e_{0пx}}{h} = \frac{M_{пх}}{N_{пх}h} = \frac{3\,900\,000}{70\,000 \cdot 60} = 0{,}93 > \left[\frac{e_{0x}}{h}\right] = 0{,}4,$$

$$\frac{e_{0пy}}{b} = \frac{M_{пу}}{N_{пу}b} = \frac{2\,000\,000}{65\,000 \cdot 50} = 0{,}62 > \left[\frac{e_{0y}}{b}\right] = 0{,}4,$$

переходим к п. 12.

В зависимости от $\mu_x = \frac{F_{ах}}{bh} = \mu_y = \frac{14{,}73}{50 \cdot 60} = 0{,}0049$; $\frac{e_{0пx}}{h} = 0{,}93$ и $\frac{e_{0пy}}{b} = 0{,}62$ по табл. 4.19 определяем $C_x = 252$ и $C_y = 309$.

В зависимости от

$$\lambda_x = 12{,}7 \text{ и } \bar{n}_x = \frac{N_{пх}}{C_x F R_п} \cdot 100 = \frac{70\,000}{252 \cdot 50 \cdot 60 \cdot 210} \cdot 100 = 0{,}044,$$

$$\lambda_y = 15{,}2 \text{ и } \bar{n}_y = \frac{N_{пу}}{C_y F R_н} \cdot 100 = \frac{65\,000}{309 \cdot 50 \cdot 60 \cdot 210} \cdot 100 = 0{,}033$$

по графику на рис. 4.24 находим $\eta_x = 1{,}05$ и $\eta_y = 1{,}10$.

Определяем величину B по формуле

$$B = \frac{M_{пх}\eta_x}{M_{пу}\eta_y} \cdot \frac{b}{h} = \frac{3\,900\,000 \cdot 1{,}05}{2\,000\,000 \cdot 1{,}1} \cdot \frac{50}{60} = 1{,}55.$$

Определяем площади сечения арматуры f_x, расположенной у грани, перпендикулярной к оси X, и ей параллельной арматуры f_y (площадь сечения одного стержня ⌀ 25 AIII $f_0 = f_{пх} = f_{пу} = 4{,}91$ *см²*):

$$f_y = f_{пу}(p + 1) + (2f_0 - f_{пх} - f_{пу})\frac{1}{B + 1} = 4{,}91\,(1 + 1) + (2 \cdot 4{,}91 - 4{,}91 - 4{,}91) \times$$

$$\times \frac{1}{1{,}55 + 1} = 9{,}82 \text{ см}^2;$$

$$f_x = \frac{\Sigma f_a}{2} - f_y = \frac{8 \cdot 4{,}91}{2} - 9{,}82 = 9{,}82 \ см^2.$$

$$c = \frac{f_y}{f_x} = \frac{9{,}82}{9{,}82} = 1{,}0.$$

В зависимости от $c = 1$; $n_y = 0{,}1$; $n_x = 0{,}11$ и $\alpha = \frac{\Sigma R_a F_a}{R_и bh} = \frac{3400 \cdot 8 \cdot 4{,}91}{210 \cdot 50 \cdot 60} = 0{,}212$ по табл. 4.33 находим $X_0 = 0{,}375$ и $Y_0 = 0{,}375$.

Тогда $Y_B = \frac{X_0 Y_0}{X_B + Y_B B} = \frac{0{,}375 \cdot 0{,}375}{0{,}375 + 0{,}375 \cdot 1{,}55} = 0{,}147$;

$$X_b = Y_b B = 0{,}147 \cdot 1{,}55 = 0{,}228.$$

Определяем предельный изгибающий момент $[M_x]$ по алгоритму, приведенному в табл. 4.23, при $n = 0$:

$$\alpha_x = \frac{R_a f_x}{R_и bh} = \frac{3400 \cdot 9{,}82}{210 \cdot 50 \cdot 60} = 0{,}053;$$

$$\alpha_y = \frac{R_a f_y}{R_и bh} = \alpha_x = 0{,}053;$$

$$\delta = \frac{a_1}{h} = \frac{4}{60} = 0{,}07;$$

$$\lambda = 0{,}5 - \delta = 0{,}5 - 0{,}07 = 0{,}43;$$

$$\alpha_1 = \frac{n\lambda + \alpha_y}{\lambda + 2\alpha_y} = \frac{0 + 0{,}053}{0{,}43 + 2 \cdot 0{,}053} = 0{,}099.$$

Так как $\alpha_1 = 0{,}099 < 2\delta = 0{,}14$, переходим к п. 5.

Так как $\alpha_1 = 0{,}099 < \alpha_{1макс} = 0{,}515$, переходим к п. 6, и предельный изгибающий момент $[M_x]$ определяем, как правую часть неравенства п. 6:

$$[M_x] = R_и bh^2 [0{,}5\alpha_1 (1 - \alpha_1) + \frac{\alpha_y}{\lambda} (\alpha_1 - \delta)(1 - \alpha_1 - \delta) + 2\alpha_x \lambda] = 210 \cdot 50 \cdot 60^2 \times$$

$$\times [0{,}5 \cdot 0{,}099 (1 - 0{,}099) + \frac{0{,}053}{0{,}43} (0{,}099 - 0{,}07)(1 - 0{,}099 - 0{,}07) + 2 \cdot 0{,}053 \cdot 0{,}43)] =$$

$$= 3\,700\,000 \ кг \cdot см.$$

Аналогично по алгоритму, приведенному в табл. 4.23, при $n = 0$ находим $[M_y] = 3\,090\,000$ $кг \cdot см$.

Определяем значения

$$m_x = \frac{M_{пx}\eta_x - N_{пx} h X_в}{[M_x]} = \frac{3\,900\,000 \cdot 1{,}05 - 70\,000 \cdot 60 \cdot 0{,}228}{3\,700\,000} = 0{,}85;$$

$$m_y = \frac{M_{пy}\eta_y - N_{пy} b Y_в}{[M_y]} = \frac{2\,000\,000 \cdot 1{,}10 - 65\,000 \cdot 50 \cdot 0{,}147}{3\,090\,000} = 0{,}54.$$

Так как точка с координатами $m_x = 0{,}85$ и $m_y = 0{,}54$ лежит на графике, приведенном на рис. 4.33, внутри области, ограниченной осями координат и кривой $\alpha = 0{,}265$, несущая способность сечения по случаю 1 косого внецентренного сжатия обеспечена.

Определяем прочность сечения по случаю 2 косого внецентренного сжатия.

Для этого определяем по алгоритму, приведенному в табл. 4.23, предельную продольную силу $[N_x]$, которая может быть воспринята сечением при эксцентриситете

$$e_{0пx} = \frac{M_{пx}}{N_{пx}} = \frac{3\,900\,000}{70\,000} = 55{,}5 \ см.$$

Считая $\alpha_1 > \alpha_{1макс} = 0{,}515$, переходим к п. 7.

$$n_{гр} = \alpha_{1\,макс} + \frac{\alpha_y}{\lambda} (\alpha_{1\,макс} - \delta) = 0{,}515 + \frac{0{,}053}{0{,}43} (0{,}515 - 0{,}07) = 0{,}558;$$

$$m_{гр} = 0{,}125 + 0{,}5\lambda\alpha_y + 2\lambda\alpha_x = 0{,}125 + 0{,}5 \cdot 0{,}43 \cdot 0{,}053 + 2 \cdot 0{,}43 \cdot 0{,}053 = 0{,}182.$$

Так как $\frac{e_{0пx}\eta_x}{h} = \frac{55{,}5 \cdot 1{,}05}{60} = 0{,}97 > \frac{m_{гр}}{n_{гр}} = 0{,}182$, переходим к п. 9.

$$c_1 = 0{,}5 (\alpha_{1\,макс} - \delta) = 0{,}5 (0{,}515 - 0{,}07) = 0{,}217.$$

Величину $[N_x]$ определяем по формуле (см. примечание 1 к табл. 4.23)

$$[N_x] = R_u bh \frac{m_{\text{гр}} + n_{\text{гр}} c_1}{\frac{e_{0п}\eta}{h} + c_1} = 210 \cdot 60 \cdot 60 \cdot \frac{0{,}182 + 0{,}558 \cdot 0{,}217}{\frac{55{,}5 \cdot 1{,}05}{60} + 0{,}217} = 161\,000 \text{ кг}.$$

Аналогично определяем $[N_y] = 224\,000$ *кг.*

Предельную продольную силу, которая может быть воспринята сечением при центральном сжатии, определяем по формуле (4.5), принимая $\varphi = 1$,

$$[N] = \varphi (R_{\text{пр}} F + R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}) = 1{,}0\,(170 \cdot 50 \cdot 60 + 3400 \cdot 8 \cdot 4{,}9) = 643\,000 \text{ кг}.$$

Проверяем условие (4.127)

$$\frac{N_{\text{п}x}}{[N_x]} + \frac{N_{\text{п}y}}{[N_y]} - \frac{N}{[N]} = \frac{70\,000}{161\,000} + \frac{65\,000}{224\,000} - \frac{60\,000}{643\,000} = 0{,}632 < 1.$$

Следовательно, прочность сечения достаточна.

Элементы прямоугольного сечения, работающие на кручение с изгибом

Размеры прямоугольного сечения железобетонных элементов, работающих на кручение с изгибом или на чистое кручение, должны назначаться такими, чтобы соблюдалось условие

$$M_{\text{к.макс}} \leqslant 0{,}07 R_u b^2 h, \tag{4.128}$$

где $M_{\text{к.макс}}$ — наибольшее значение крутящего момента на рассматриваемом участке длины элемента;

h и b — соответственно больший и меньший размеры сечения.

Элементы прямоугольного сечения, работающие на кручение с изгибом или чистое кручение, рассчитываются из условия

$$M_{\text{к}} \leqslant [M_{\text{к}}], \tag{4.129}$$

где $M_{\text{к}}$ — крутящий момент, действующий в нормальном сечении, проходящем через центр тяжести сжатой зоны расчетного пространственного сечения (рис. 4.37);

$[M_{\text{к}}]$ — меньшее из двух значений предельного крутящего момента, определяемых расчетом на совместное действие крутящего и изгибающего моментов (первая схема) и на совместное действие крутящего момента и поперечной силы (вторая схема).

Кроме того, элемент должен быть рассчитан на изгиб без учета крутящего момента.

Расчет должен производиться для наиболее опасных участков по длине элемента, расположение которых выбирается в зависимости от формы эпюр $M_{\text{к}}$, M и Q и от изменения продольного и поперечного армирования по длине элемента.

Расчет по первой схеме (см. рис. 4.37, *а*) следует выполнять для участков с наибольшими значениями крутящих $M_{\text{к}}$ и изгибающих M моментов, а также в местах изменения армирования горизонтальной грани, растянутой от изгиба.

Участки элемента с незначительными изгибающими моментами следует рассчитывать только на действие крутящего момента $\left(\varkappa = \frac{M_{\text{к}}}{M} = \infty\right)$ с целью проверки сечения арматуры у более слабо армированной грани.

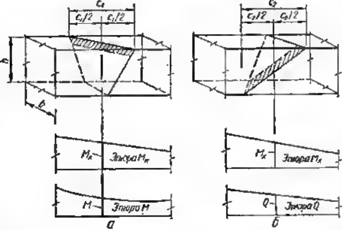


Рис. 4.37. К определению усилий, действующих в пространственном сечении, проходящем через ось пластического шарнира, при расчете железобетонных элементов, работающих на кручение с изгибом:

а — первая схема; *б* — вторая схема.

Расчет по второй схеме (см. рис. 4.37, *б*) производится для участков с наибольшими значениями крутящих моментов $M_к$ и поперечных сил Q, а также в местах изменения армирования вертикальных граней.

Необходимо учитывать, что длина проекции нейтральной оси на продольную ось элемента при расчете по первой схеме $c_1 = \beta_1 b$ не может выходить за пределы участка элемента, на котором изгибающий и крутящий моменты не меняют знака. Аналогично этому, при расчете по второй схеме $c_2 = \beta_2 h$ не может выходить за пределы участка, на котором крутящий момент и поперечная сила не меняют знака.

Для участков балки, где невыгоднейшая длина c_1 ограничивается расстоянием от ее середины (для которой определено значение $\varkappa$), например до опоры, следует определять $|M_к|$ для ряда пространственных сечений, начинающихся от опоры, задаваясь величиной c_1 в пределах от нуля до его значения, равного δ_1, но не более расстояния от опоры до нулевой точки эпюры M, и определяя значение $\varkappa$ для каждого из этих сечений на расстоянии $\frac{c_1}{2}$ от опоры.

Значении β_1, β_2, $\varkappa$ и δ_1 определяются по формулам, приведенным в табл. 4.34 и 4.35.

Таблица 4.34. **Определение предельного крутящего момента для элементов прямоугольного сечения из бетона марки 400 и ниже при совместном действии крутящего и изгибающего моментов (первая схема)**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если $0{,}07R_и b^2h \geq M_к$, перейти к п. 2, иначе — изменить размеры сечения	Проверка условия 4.128
2	$\delta_1 = \frac{2h+b}{b}$	
3	Если на всем протяжении участка l, на котором M и $M_к$ не меняют знака, $\varkappa = \frac{M_к}{M} = \text{const}$, перейти к п. 6, иначе — к п. 4	
4	Принимаем $0 < \beta_1 < \delta_1$ $(\beta_1 \leqslant l)$	При $\varkappa \neq \text{const}$ расчет выполняется для ряда значений $0 < \beta_1 \leqslant \delta_1$
5	$\varkappa = \frac{M_к}{M}$	Значения M и $M_к$ определяются для каждого принятого значения β_1 в сечении, расположенном на расстоянии $\frac{c_1}{2} = \frac{\beta_1 b}{2}$ от опоры
6	$\gamma_{1мин} = \frac{0{,}5}{1+\frac{2}{\varkappa}\sqrt{\frac{1}{\delta_1}}}$; $\gamma_{1макс} = \frac{1{,}5}{1+\frac{2}{\varkappa}\sqrt{\frac{1}{\delta_1}}}$	
7	$\gamma_1 = \frac{R_{а.х}f_{х1}}{R_а F_{а1}} \cdot \frac{b}{u}$	
8	Если $\gamma_1 < \gamma_{1мин}$, принять $\gamma_1 = \gamma_{1мин}$ и $R_а\overline{F}_{а1} = R_а F_{а1}\frac{\gamma_1}{\gamma_{1мин}}$ и перейти к п. 11, иначе — к п. 9	Здесь и ниже $R_а\overline{F}_{а1}$ — учитываемое в расчете усилие в продольной растянутой арматуре
9	Если $\gamma_1 > \gamma_{1макс}$, принять $\gamma_1 = \gamma_{1макс}$ и $R_а\overline{F}_{а1} = R_а F_{а1}$ и перейти к п. 11, иначе — к п. 10	
10	$R_а\overline{F}_{а1} = R_а F_{а1}$	
11	Если $\varkappa = \text{const}$ (см. п. 3), $\beta_1 = -\frac{1}{\varkappa} + \sqrt{\frac{1}{\varkappa^2} + \frac{\delta_1}{\gamma_1}} \leqslant \delta_1$	

Продолжение табл. 4.34

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
12	$x_1 = \frac{R_a \bar{F}_{a1}}{R_и b} \cdot \frac{1+\frac{\gamma_1}{\delta_1}\beta_1^2}{1+\beta_1^2} \leqslant 0{,}1h_0$	
13	Если $\varkappa > 0{,}2$, перейти к п. 15, иначе — к п. 14	
14	Если $\frac{x_1}{h_0} > 1-\sqrt{1-\zeta}$, увеличить размеры сечения, повысить марку бетона и перейти к п. 1, иначе — к п. 15	Значение коэффициента ζ определяется по табл. 4.5
15	$[M_{к1}] = R_a\bar{F}_{a1}\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)\frac{1+\frac{\gamma_1}{\delta_1}\beta_1^2}{\beta_1+\frac{1}{\varkappa}}$	Определение предельного крутящего момента
16	Если $\varkappa = \mathrm{const}$, конец; иначе — изменить величину β_1 и перейти к п. 4, повторяя расчет до тех пор, пока не выполнится условие $\beta_1 = \delta_1$ или $\beta_1 = \frac{l}{b}$; конец	

Таблица 4.35. **Определение предельного крутящего момента для элементов прямоугольного сечения из бетона марки 400 и ниже при совместном действии крутящего момента и поперечной силы (вторая схема)**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$\lambda = \frac{2M_к}{Qb}$	
2	Если $\lambda > 1-2\frac{a_2}{b}$, перейти к п. 3; иначе — конец	При невыполнении условия п. 2 расчет по второй схеме может не производиться
3	$\delta_2 = \frac{2b+h}{h}$	
4	$\gamma_2 = \frac{R_{a.x} f_{x2}}{R_a F_{a2}} \cdot \frac{h}{u_2}$	
5	Если $\gamma_2 < 0{,}5$, принять $\gamma_2 = 0{,}5$ и $R_a\bar{F}_{a2} = R_aF_{a2}\frac{\gamma_2}{0{,}5}$ и перейти к п. 8, иначе — к п. 6	Здесь и ниже $R_a\bar{F}_{a2}$ — учитываемое в расчете усилие в продольной растянутой арматуре
6	Если $\gamma_2 > 1{,}5$, принять $\gamma_2 = 1{,}5$ и $R_a\bar{F}_{a2} = R_aF_{a2}$ и перейти к п. 8, иначе к п. 7	
7	$R_a\bar{F}_{a2} = R_aF_{a2}$	
8	$\beta_2 = \sqrt{\frac{\delta_2}{\gamma_2}} \leqslant \delta_2$	
9	$x_2 = \frac{R_a\bar{F}_{a2}}{R_и h} \cdot \frac{1+\frac{\gamma_2}{\delta_2}\beta_2^2}{1+\beta_2^2} \leqslant 0{,}1b_0$	
10	$[M_{к2}] = R_a\bar{F}_{a2}\left(b_0-\frac{x_2}{2}\right)\frac{1+\frac{\gamma_2}{\delta_2}\beta_2^2}{\beta_2\left(1+\frac{1}{\lambda}\right)}$; конец	Определение предельного крутящего момента

Величины предельных крутящих моментов, которые могут быть восприняты элементом прямоугольного поперечного сечения из бетона марки 400 и ниже, определяются по алгоритмам, приведенным в табл. 4.34 и 4.35.

В табл. 4.34 и 4.35 приняты следующие обозначения (рис. 4.38): F_{a1} и F_{a2} — площади сечения всех продольных стержней, расположенных у грани

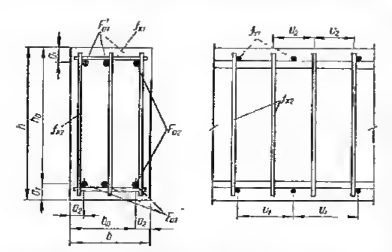


Рис. 4.38. Схема армирования железобетонного элемента, работающего на кручение с изгибом.

элемента соответственно шириной b, растянутой от изгиба, и шириной h, параллельной плоскости изгиба; f_{x1} и u_1 — площадь сечения одного поперечного стержня из числа расположенных у растянутой от изгиба грани шириной b и расстояние между ними; f_{x2} и u_2 — то же, расположенных у грани шириной h.

Величина поперечной силы в элементах, работающих на изгиб с кручением, должна удовлетворять условие (4.31) и условие

$$Q \leqslant \frac{Q_{х.б}}{1 + 1{,}5\lambda}, \tag{4.130}$$

где Q — наибольшее значение поперечной силы на рассматриваемом участке длины элемента (при определении λ по п. 1 табл. 4.35 крутящий момент определяется в том же сечении, где и Q);

$Q_{х.б}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и вертикальными поперечными стержнями при изгибе.

При наличии отгибов и при $\lambda \leqslant 0{,}5$ допускается увеличивать числитель правой части формулы (4.130) на величину $\Sigma R_{а.х} F_0 \sin\alpha$.

Пример 4.16. Проверить прочность консольной железобетонной балки, изображенной на рис. 4.39, *а*. Расчетные данные: бетон марки 300 ($R_и$ = 160 *кг/см²*), продольная арматура из горячекатаной стали класса А-II ($R_а$ = 2700 *кг/см²*), поперечная — из стали класса

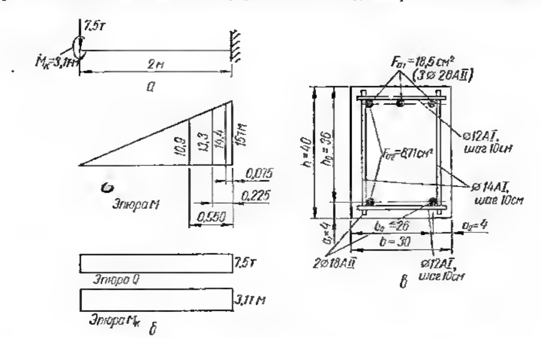


Рис. 4.39. Железобетонная консольная балка, работающая на кручение с изгибом:

а — расчетная схема; *б* — эпюры внутренних усилий; *в* — схема поперечного сечения балки.

А-I ($R_{а.х}$ = 1700 *кг/см²*). Эпюры расчетных усилий приведены на рис. 4.39, *б*. Поперечное сечение балки и схема армирования показаны на рис. 4.39, *в*: f_{x1} = 1,05 *см²* (⌀12АI), $F_{а1}$ = = 18,5 *см²* (3 ⌀ 28АII), f_{x2} = 1,54 *см²* (⌀ 14АI), $F_{а2}$ = 8,71 *см²* (1 ⌀ 28АII + 1 ⌀ 18АII).

Предельный крутящий момент, воспринимаемый балкой по первой схеме (при совместном действии изгибающего и крутящего моментов), определяем по алгоритму, приведенному в табл. 4.34.

Так как $0{,}07 R_{и} b^2 h = 0{,}07 \cdot 160 \cdot 30^2 \cdot 40 = 404\,000$ *кг · см* $> M_{к} = 310\,000$ *кг · см*, переходим к п. 2

$$\delta_1 = \frac{2h + b}{b} = \frac{2 \cdot 40 + 30}{30} = 3{,}67.$$

Так как $\varkappa = \frac{M_{к}}{M} \neq \text{const}$, переходим к п. 4 и расчет выполняем для ряда пространственных сечений.

Принимаем $\beta_1 = 0{,}5 < \delta_1 = 3{,}67$.

$$\varkappa = \frac{M_{к}}{M} = \frac{3{,}1}{14{,}4} = 0{,}22.$$

$$\gamma_{1мин} = \frac{0{,}5}{1 + \frac{2}{\varkappa}\sqrt{\frac{1}{\delta_1}}} = \frac{0{,}5}{1 + \frac{2}{0{,}22}\sqrt{\frac{1}{3{,}67}}} = 0{,}087;$$

$$\gamma_{1макс} = \frac{1{,}5}{1 + \frac{2}{\varkappa}\sqrt{\frac{1}{\delta_1}}} = \frac{1{,}5}{1 + \frac{2}{0{,}22}\sqrt{\frac{1}{3{,}67}}} = 0{,}261;$$

$$\gamma_1 = \frac{R_{а.х} f_{х1}}{R_{а} F_{а1}} \cdot \frac{b}{u} = \frac{1700 \cdot 1{,}08}{2700 \cdot 18{,}5} \cdot \frac{30}{10} = 0{,}109.$$

Так как $\gamma_1 = 0{,}109 > \gamma_{1мин} = 0{,}087$, переходим к п. 9.

Так как $\gamma_1 = 0{,}109 < \gamma_{1макс} = 0{,}261$, переходим к п. 10.

$$R_{а}\overline{F}_{а1} = R_{а} F_{а1} = 2700 \cdot 18{,}5 \approx 50\,000 \text{ кг}.$$

Так как $\varkappa \neq \text{const}$, переходим к п. 12.

$$x_1 = \frac{R_{а} F_{а1}}{R_{и} b} \cdot \frac{1 + \frac{\gamma_1}{\delta_1}\beta_1^2}{1 + \beta_1^2} = \frac{50\,000}{160 \cdot 30} \cdot \frac{1 + \frac{0{,}109}{3{,}67} \cdot 0{,}5^2}{1 + 0{,}5^2} = 8{,}4 \text{ см} > 0{,}1 h_0 = 0{,}1 \cdot 36 = 3{,}6 \text{ см}.$$

Так как $\varkappa = 0{,}22 > 0{,}2$, переходим к п. 15.

$$[M_{к1}] = R_{а}\overline{F}_{а1}\left(h_0 - \frac{x_1}{2}\right)\frac{1 + \frac{\gamma_1}{\delta_1}\beta_1^2}{\beta_1 + \frac{1}{\varkappa}} = 50000\left(36 - \frac{8{,}4}{2}\right)\frac{1 + \frac{0{,}109}{3{,}67} \cdot 0{,}5^2}{0{,}5 + \frac{1}{0{,}22}} = 317000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Так как $\varkappa \neq \text{const}$ и $\beta_1 = 0{,}5 < \delta_1 = 3{,}67$, переходим к п. 4, принимая $\beta_1 = 1{,}5$,

$$\varkappa = \frac{M_{к}}{M} = \frac{3{,}1}{13{,}3} = 0{,}23.$$

$$\gamma_{1мин} = \frac{0{,}5}{1 + \frac{2}{\varkappa}\sqrt{\frac{1}{\delta_1}}} = \frac{0{,}5}{1 + \frac{2}{0{,}23}\sqrt{\frac{1}{3{,}67}}} = 0{,}090;$$

$$\gamma_{1макс} = \frac{1{,}5}{1 + \frac{2}{\varkappa}\sqrt{\frac{1}{\delta_1}}} = \frac{1{,}5}{1 + \frac{2}{0{,}23}\sqrt{\frac{1}{3{,}67}}} = 0{,}270.$$

$\gamma_1 = 0{,}109$ (см. расчет при $\beta_1 = 0{,}5$).

Так как $\gamma_1 = 0{,}109 > \gamma_{1мин} = 0{,}090$, переходим к п. 9.

Так как $\gamma_1 = 0{,}109 < \gamma_{1макс} = 0{,}270$, переходим к п. 10.

$$R_{а}\overline{F}_{а1} = R_{а} F_{а1} = 50\,000 \text{ кг (см. расчет при } \beta_1 = 0{,}5).$$

$$x_1 = \frac{R_{а}\overline{F}_{а1}}{R_{и} b} \cdot \frac{1 + \frac{\gamma_1}{\delta_1}\beta_1^2}{1 + \beta_1^2} = \frac{50\,000}{160 \cdot 30} \cdot \frac{1 + \frac{0{,}109}{3{,}67} \cdot 1{,}5^2}{1 + 1{,}5^2} = 3{,}4 \text{ см} < 0{,}1 h_0 = 0{,}1 \cdot 36 = 3{,}6 \text{ см}.$$

Принимаем $x_1 = 3{,}6$ *см*.

Так как $\varkappa = 0{,}23 > 0{,}2$, переходим к п. 15.

$$[M_{к1}] = R_{а}\overline{F}_{а1}\left(h_0 - \frac{x_1}{2}\right)\frac{1 + \frac{\gamma_1}{\delta_1}\beta_1^2}{\beta_1 + \frac{1}{\varkappa}} = 50000\left(36 - \frac{3{,}6}{2}\right)\frac{1 + \frac{0{,}109}{3{,}67} \cdot 1{,}5^2}{1{,}5 + \frac{1}{0{,}23}} = 313\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Так как $\varkappa \neq \mathrm{const}$ и $\beta_1 = 1{,}5 < \delta_1 = 3{,}67$, переходим к п. 4, принимая $\beta_1 = \delta_1 = 3{,}67$.

Выполнив необходимые вычисления, находим при $\beta_1 = 3{,}67$ $[M_{к1}] = 342\,000$ *кг · см.*

Принимая в качестве предельного крутящего момента, воспринимаемого балкой по первой схеме, минимальное значение $[M_{к1}] = 3{,}13$ *т · м*, вычисленное при $\beta_1 = 1{,}5$, проверяем неравенство (4.129).

Так как $[M_{к1}] = 3{,}13$ *т · м* $> M_к = 3{,}1$ *т · м*, прочность балки при совместном действии крутящего и изгибающего моментов (по первой схеме) достаточна.

Определяем предельный крутящий момент, воспринимаемый балкой при совместном действии крутящего момента и поперечной силы (по второй схеме) по алгоритму, приведенному в табл. 4.35, рассматривая приопорный участок балки.

$$\lambda = \frac{2M_к}{Qb} = \frac{2 \cdot 310\,000}{7500 \cdot 30} = 2{,}75.$$

Так как $\lambda = 2{,}75 > 1 - 2\frac{a_2}{b} = 1 - 2 \cdot \frac{4}{30} = 0{,}73$,

переходим к п. 3.

$$\delta_2 = \frac{2b + h}{h} = \frac{2 \cdot 30 + 40}{40} = 2{,}5.$$

$$\gamma_2 = \frac{R_{а.х} f_{х2}}{R_а F_{а2}} \cdot \frac{h}{u} = \frac{1700 \cdot 1{,}54}{2700 \cdot 8{,}71} \cdot \frac{40}{10} = 0{,}45.$$

Так как $\gamma_2 = 0{,}45 < 0{,}5$, принимаем $\gamma_2 = 0{,}5$ и

$$R_а \overline{F}_{а2} = R_а F_{а2} \frac{\gamma_2}{0{,}5} = 2700 \cdot 8{,}71 \cdot \frac{0{,}45}{0{,}50} = 21\,200\,кг$$

и переходим к п. 8.

$$\beta_2 = \sqrt{\frac{\delta_2}{\gamma_2}} = \sqrt{\frac{2{,}5}{0{,}5}} = 2{,}24 < \delta_2 = 2{,}5.$$

$$x_2 = \frac{R_а \overline{F}_{а2}}{R_и h} \cdot \frac{1 + \frac{\gamma_2}{\delta_2}\beta_2^2}{1 + \beta_2^2} = \frac{21\,100}{160 \cdot 40} \cdot \frac{1 + \frac{0{,}5}{2{,}5} \cdot 2{,}24^2}{1 + 2{,}24^2} = 1{,}1\ см < 0{,}1 b_0 =$$

$$= 0{,}1 \cdot 26 = 2{,}6\ см.$$

Принимаем $x_2 = 2{,}6$ *см.*

$$[M_{к2}] = R_а \overline{F}_{а2}\left(b_0 - \frac{x_2}{2}\right)\frac{1 + \frac{\gamma_2}{\delta_2}\beta_2^2}{\beta_2\left(1 + \frac{1}{\lambda}\right)} = 21\,100\left(26 - \frac{2{,}6}{2}\right)\frac{1 + \frac{0{,}5}{2{,}5} \cdot 2{,}24^2}{2{,}24\left(1 + \frac{1}{2{,}75}\right)} = 340\,000\ кг \cdot см.$$

Проверяем условие (4.129). Так как $[M_{к2}] = 3{,}4$ *т · м* $> M_к = 3{,}1$ *т · м*, прочность сечения при совместном действии крутящего момента и поперечной силы (при расчете по второй схеме) достаточна.

По графику, приведенному на рис. 4.12, в зависимости от

$$D_0 = \frac{F_х R_{а.х}}{b h_0 R_и} = \frac{1{,}54 \cdot 2 \cdot 1700}{30 \cdot 36 \cdot 160} = 0{,}030,$$

$$v = \frac{u}{h_0} = \frac{10}{36} = 0{,}28$$

находим $\varepsilon = 0{,}225$.

По формуле (4.45)

$$Q_{х.б} = \varepsilon b h_0 R_и = 0{,}225 \cdot 30 \cdot 36 \cdot 160 = 39\,000\ кг.$$

Проверяем условие (4.130)

$$\frac{Q_{х.б}}{1 + 1{,}5\lambda} = \frac{39\,000}{1 + 1{,}5 \cdot 2{,}75} = 7620 > Q = 7500\ кг.$$

Следовательно, несущая способность балки по поперечной силе обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Прогибы и углы поворота элементов железобетонных конструкций определяются по общим формулам строительной механики. При этом жесткость и кривизна элементов определяются с учетом образования трещин и, в необходимых случаях,— влияния длительного действия нагрузки.

Деформации элементов железобетонных конструкций, в которых при нормативных нагрузках отсутствуют трещины в растянутой зоне (внецентренно сжатые с малыми эксцентриситетами или слабо армированные элементы), определяются как для сплошного упругого тела с учетом работы бетона сжатой и растянутой зон; при этом в расчет вводится полное приведенное сечение элемента.

Жесткость таких элементов определяется по формулам:

при кратковременном действии нагрузки

$$B_к = 0{,}85E_б I_п; \tag{4.131}$$

при длительном действии нагрузки

$$B_{дл} = \frac{0{,}85E_б I_п}{c}, \tag{4.132}$$

где $I_п$ — момент инерции приведенного сечения, включающего в себя полное сечение бетона и площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на отношение модулей упругости арматуры и бетона, равное $n = \frac{E_а}{E_б}$;

c — коэффициент, учитывающий увеличение деформации вследствие ползучести бетона от длительного действия нагрузки.

Значение коэффициента c принимается равным: 3 — при сухом режиме (влажность до 40%); 2 — при нормальном режиме (влажность 40—70%); 1,5 — при влажном режиме (влажность свыше 70%). Значения c при определении прогибов двухслойных конструкций с верхним слоем из поризованного легкого бетона и бетона на вспученном перлитовом песке следует принимать по опытным данным или приближенно равными: 4,5 — при сухом режиме, 3 — при нормальном режиме и 1,5 — при влажном режиме.

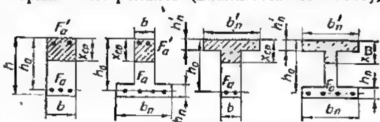


Рис. 4.40. Схемы сечения железобетонных элементов.

Для конструкций из легких бетонов марки 100 и ниже, а также поризованных легких бетонов и бетонов на вспученном перлитовом песке коэффициент 0,85 в формулах (4.131) и (4.132) следует понизить до 0,75.

Жесткость изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений (рис. 4.40), в которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, могут появиться трещины в растянутой зоне, определяется по формуле

$$B = \frac{h_0 z_1}{\frac{\psi_а}{E_а F_а} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_б \nu}}, \tag{4.133}$$

где z_1 — плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной;

$\psi_а$ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами;

$\psi_б$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего волокна сжатой грани сечения на участке между трещинами, принимаемый равным 0,9;

γ' — относительная характеристика свесов сжатой полки и арматуры, расположенной в сжатой зоне (для прямоугольного сечения с одиночной арматурой $\gamma' = 0$);

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона;

ν — отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к его полной деформации.

Значение ν принимается равным: при кратковременном действии нагрузки — 0,5; при длительном действии нагрузки и при сухом режиме

(влажность до 40%) — 0,10; то же, и нормальном режиме (влажность 40—70%) — 0,15; то же, и влажном режиме (влажность свыше 70%) — 0,20.

Для элементов конструкций из легких бетонов, приготовленных на пористых заполнителях с объемным весом менее 700 *кг/м*³, значение коэффициента ν при длительном действии нагрузок следует принимать равным 0,08 — при сухом режиме, 0,12 — при нормальном и 0,20 — при влажном режиме.

Если нейтральная ось при расчете тавровых сечений располагается в пределах полки, т. е. выполняется условие

$$\xi < \frac{h'_п}{h_0}, \tag{4.134}$$

расчет следует выполнять как для прямоугольного сечения шириной $b'_п$.

Если при расчете сечений с двойной арматурой выполняется условие

$$\xi < \frac{2a'}{h_0}, \tag{4.135}$$

арматура, расположенная в сжатой зоне, в расчете не учитывается.

Жесткость B изгибаемых элементов с трещинами в растянутой зоне рекомендуется определять, пользуясь алгоритмом, приведенным в табл. 4.36.

Таблица 4.36. **Определение жесткости B изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений, имеющих трещины в растянутой зоне**

№ п.п	Алгоритм
1	$n = \frac{E_а}{E_б}$; $\mu = \frac{F_а}{bh_0}$
2	$\gamma' = \frac{(b'_п - b)h'_п + \frac{n}{\nu}F'_а}{bh_0}$
3	$L = \frac{M}{R^{н}_{и} bh_0^2}$
4	Если $b'_п \neq b$ (сечение имеет полку в сжатой зоне), принять $r = h'_п$ и перейти к п. 6, иначе — к п. 5
5	Если $F'_а \neq 0$ (учитывается арматура, расположенная в сжатой зоне), принять $r = 2a'$ и перейти к п. 6, иначе принять $T = 0$ и перейти к п. 7,
6	$T = \gamma'\left(1 - \frac{r}{2h_0}\right)$
7	$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}}$
8	Если $\xi > 1$, принять $\xi = 1$, иначе — к п. 9
9	Если $b'_п = b$ (сечение прямоугольное), перейти к п. 11, иначе — к п. 10
10	Если $\xi < \frac{h'_п}{h_0}$, принять $b = b'_п$ и перейти к п. 2, иначе — к п. 11
11	Если $F'_а = 0$ (арматура A', расположенная в сжатой зоне, не учитывается), перейти к п. 13, иначе — к п. 12
12	Если $\xi < \frac{2a'}{h_0}$, принять $F'_а = 0$ и перейти к п. 2, иначе — к п. 13
13	$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{r}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right]$
14	$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)h_п}{bh}$; $\gamma'_1 = \frac{2(b'_п - b)h'_п}{bh}$

Продолжение табл. 4.36

№ п.п	Алгоритм
15	$W_{б.т} = (0{,}292 + 0{,}75\gamma_1 + 0{,}075\gamma_1') bh^2$ ($W_{б.т}$ — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый с учетом неупругих деформаций бетона без учета арматуры, расположенной в зоне, растянутой от внешней нагрузки)
16	$M_{б.т} = 0{,}8 W_{б.т} R_р^н$ ($M_{б.т}$ — момент относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, воспринимаемый сечением без учета арматуры растянутой зоны непосредственно перед появлением трещин)
17	Если $\frac{M_{б.т}}{M} > 1$, принять $\frac{M_{б.т}}{M} = 1$, иначе — к п. 18
18	$\psi_а = 1{,}3 - s\frac{M_{б.т}}{M}$
19	Если $\psi_а > 1$, принять $\psi_а = 1$, иначе — к п. 20
20	$B = \dfrac{h_0 z_1}{\dfrac{\psi_а}{E_а F_а} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) bh_0 E_б \nu}}$; конец

При этом значения коэффициента s, входящего в формулы п. 18 и учитывающего профиль арматурных стержней, принимаются:

При кратковременном действии нагрузки для стержней периодического профиля	1,1
То же, для гладких стержней	1,0
При длительном действии нагрузки . .	0,8

Для конструкций из бетона марок 100 и ниже значения коэффициента s принимаются равными соответственно 0,8; 0,7 и 0,55.

Для изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений из бетона марки 300 и ниже жесткость B допускается определять по формуле

$$B = pbh_0^3 E_б, \qquad (4.136)$$

где p — коэффициент, определяемый по табл. 4.37 и 4.38.

Таблица 4.37. **Значения коэффициента p для расчета по деформациям изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений с полкой в сжатой зоне**

γ'	L	μ								
		0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0	0,04	$\frac{0{,}037}{0{,}018}$	$\frac{0{,}056}{0{,}026}$	$\frac{0{,}071}{0{,}032}$	$\frac{0{,}091}{0{,}038}$	$\frac{0{,}106}{0{,}043}$				
	0,06	$\frac{0{,}029}{0{,}016}$	$\frac{0{,}046}{0{,}024}$	$\frac{0{,}054}{0{,}030}$	$\frac{0{,}078}{0{,}036}$	$\frac{0{,}092}{0{,}041}$				
	0,08	$\frac{0{,}027}{0{,}015}$	$\frac{0{,}042}{0{,}023}$	$\frac{0{,}054}{0{,}029}$	$\frac{0{,}072}{0{,}035}$	$\frac{0{,}086}{0{,}040}$				
	0,10	$\frac{0{,}026}{0{,}015}$	$\frac{0{,}041}{0{,}023}$	$\frac{0{,}053}{0{,}028}$	$\frac{0{,}070}{0{,}035}$	$\frac{0{,}084}{0{,}040}$				
	0,15		$\frac{0{,}040}{0{,}022}$	$\frac{0{,}052}{0{,}027}$	$\frac{0{,}067}{0{,}034}$	$\frac{0{,}083}{0{,}031}$				
	0,20		$\frac{0{,}039}{0{,}021}$	$\frac{0{,}052}{0{,}026}$	$\frac{0{,}068}{0{,}033}$	$\frac{0{,}086}{0{,}038}$				

Продолжение табл. 4.37

ν'	L	μn								
		0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,2	0,06	0,046 / 0,026	0,089 / 0,035	0,087 / 0,043	0,111 / 0,051	0,131 / 0,057	0,148 / 0,062	0,162 / 0,066		
	0,08	0,036 / 0,023	0,058 / 0,032	0,075 / 0,040	0,097 / 0,048	0,116 / 0,054	0,132 / 0,059	0,146 / 0,063		
	0,10	0,034 / 0,022	0,053 / 0,032	0,058 / 0,039	0,090 / 0,047	0,108 / 0,053	0,124 / 0,058	0,138 / 0,062		
	0,15		0,044 / 0,031	0,063 / 0,038	0,085 / 0,046	0,102 / 0,052	0,117 / 0,057	0,131 / 0,061		
	0,20		0,049 / 0,030	0,063 / 0,037	0,084 / 0,045	0,101 / 0,051	0,116 / 0,056	0,130 / 0,060		
	0,30			0,063 / 0,036	0,084 / 0,044	0,101 / 0,050	0,115 / 0,054	0,130 / 0,058		
0,4	0,06	0,059 / 0,032	0,089 / 0,045	0,112 / 0,054	0,143 / 0,065	0,166 / 0,072	0,188 / 0,073	0,206 / 0,083		
	0,08	0,044 / 0.028	0,070 / 0,041	0,090 / 0,049	0,119 / 0,060	0,140 / 0,067	0,161 / 0,074	0,178 / 0,079		
	0,10	0,039 / 0,026	0,062 / 0,038	0,081 / 0,077	0,112 / 0,052	0,129 / 0,066	0,148 / 0,072	0,169 / 0,074		
	0,15		0,054 / 0,037	0,072 / 0,076	0,096 / 0,057	0,118 / 0,065	0,135 / 0,070	0,152 / 0,075		
	0,20		0,053 / 0,037	0,071 / 0,075	0,096 / 0,056	0,117 / 0,065	0,195 / 0,070	0,150 / 0,075		
	0,40				0,095 / 0,055	0,116 / 0,063	0,134 / 0,068	0,150 / 0,073		
0,6	0,06	0,067 / 0,037	0,102 / 0,052	0,129 / 0,069	0,162 / 0,076	0,189 / 0,084	0,218 / 0,093	0,241 / 0,099	0,276 / 0,109	
	0,08	0,049 / 0,032	0,077 / 0,047	0,101 / 0,057	0,130 / 0,069	0,156 / 0,078	0,182 / 0,087	0,203 / 0,094	0,237 / 0,104	
	0,10	0,042 / 0,029	0,067 / 0,044	0,084 / 0,054	0,117 / 0,065	0,141 / 0,075	0,166 / 0,084	0,186 / 0,091	0,220 / 0,101	
	0,15		0,058 / 0,042	0,078 / 0,058	0,103 / 0,064	0,127 / 0,073	0,157 / 0,083	0,169 / 0,088	0,204 / 0,099	
	0,20		0,056 / 0,042	0,076 / 0,052	0,101 / 0,063	0,124 / 0,073	0,148 / 0,083	0,186 / 0,088	0,198 / 0,098	
	0,40				0,101 / 0,063	0,124 / 0,072	0,142 / 0,082	0,166 / 0,088	0,197 / 0,098	
0,8	0,06	0,074 / 0,040	0,114 / 0,058	0,147 / 0,071	0,190 / 0,087	0,222 / 0,098	0,247 / 0,106	0,273 / 0,114	0,316 / 0,125	0,348 / 0,139
	0,08	0,052 / 0,034	0,083 / 0,052	0,110 / 0,054	0,148 / 0,080	0,178 / 0,092	0,207 / 0,100	0,225 / 0,107	0,266 / 0,119	0,298 / 0,123
	0,10	0,044 / 0,031	0,072 / 0,048	0,096 / 0,060	0,131 / 0,075	0,159 / 0,087	0,183 / 0,096	0,204 / 0,103	0,243 / 0,115	0,275 / 0,124

Продолжение табл. 4.37

γ'	L	μn								
		0,04	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,8	0,15		0,061 / 0,045	0,082 / 0,058	0,113 / 0,073	0,140 / 0,084	0,163 / 0,093	0,184 / 0,104	0,219 / 0,112	0,251 / 0,122
	0,20		0,058 / 0,045	0,079 / 0,058	0,109 / 0,073	0,136 / 0,084	0,159 / 0,093	0,178 / 0,100	0,215 / 0,111	0,246 / 0,121
	0,40				0,109 / 0,072	0,136 / 0,083	0,159 / 0,091	0,179 / 0,099	0,215 / 0,111	0,246 / 0,120
1,0	0,08	0,054 / 0,036	0,087 / 0,955	0,116 / 0,069	0,167 / 0,087	0,192 / 0,101	0,219 / 0,112	0,246 / 0,120	0,288 / 0,133	0,326 / 0,144
	0,10	0,046 / 0,033	0,071 / 0,057	0,100 / 0,065	0,188 / 0,082	0,170 / 0,076	0,197 / 0,107	0,221 / 0,175	0,262 / 0,128	0,299 / 0,199
	0,15		0,062 / 0,048	0,085 / 0,062	0,117 / 0,039	0,147 / 0,092	0,172 / 0,103	0,195 / 0,112	0,234 / 0,125	0,270 / 0,136
	0,20		0,060 / 0,048	0,082 / 0,062	0,114 / 0,079	0,143 / 0,092	0,168 / 0,102	0,190 / 0,112	0,229 / 0,125	0,263 / 0,135
	0,40				0,114 / 0,079	0,143 / 0,092	0,168 / 0,102	0,190 / 0,111	0,229 / 0,124	0,262 / 0,135
	0,60							0,189 / 0,111	0,229 / 0,124	0,262 / 0,134

Примечания: 1. Величины L, μn и γ' определяются по формулам:

$$L = \frac{M}{R_{\text{и}}^{\text{н}} b h_0^2}; \quad \mu n = \frac{E_{\text{а}} F_{\text{а}}}{E_{\text{б}} b h_0}; \quad \gamma' = \frac{(b'_{\text{п}} - b) h'_{\text{п}} + \frac{n}{\nu} F'_{\text{а}}}{b h_0}.$$

2. В числителе приведены значения коэффициента p для расчета при кратковременном действии нагрузки, в знаменателе — при длительном.

Таблица 4.38. Значения коэффициента p для расчета по деформациям изгибаемых элементов таврового сечения с полкой в растянутой зоне

ν	L	μn				
		0,04	0,07	0,10	0,15	0,20
0,0	0,06	0,029 / 0,016	0,046 / 0,024	0,059 / 0,030	0,078 / 0,036	0,092 / 0,041
	0,08	0,027 / 0,015	0,042 / 0,023	0,054 / 0,029	0,072 / 0,035	0,086 / 0,040
	0,10	0,026 / 0,015	0,041 / 0,023	0,053 / 0,028	0,070 / 0,035	0,084 / 0,040
	0,15		0,040 / 0,022	0,052 / 0,027	0,069 / 0,034	0,083 / 0,039
	0,20		0,039 / 0,021	0,052 / 0,026	0,068 / 0,033	0,082 / 0,088

Продолжение табл. 4.38

γ	L	μn				
		0,05	0,07	0,10	0,15	0,20
0,4	0,06	0,040/0,018	0,060/0,026	0,076/0,032	0,097/0,039	0,112/0,042
	0,08	0,033/0,017	0,050/0,025	0,065/0,030	0,083/0,037	0,098/0,041
	0,10	0,029/0,016	0,046/0,028	0,054/0,029	0,075/0,035	0,091/0,040
	0,15		0,040/0,022	0,052/0,027	0,069/0,034	0,083/0,039
	0,20		0,034/0,021	0,052/0,026	0,068/0,033	0,082/0,038
0,8	0,05	0,054/0,020	0,079/0,028	0,097/0,034	0,119/0,041	0,134/0,045
	0,08	0,038/0,018	0,069/0,026	0,074/0,031	0,095/0,038	0,110/0,043
	0,10	0,033/0,017	0,050/0,024	0,065/0,030	0,084/0,036	0,099/0,041
	0,15		0,043/0,022	0,056/0,027	0,073/0,034	0,087/0,039
	0,20		0,039/0,021	0,052/0,026	0,068/0,033	0,082/0,038
1,0	0,08	0,047/0,019	0,071/0,027	0,088/0,033	0,110/0,040	0,125/0,044
	0,10	0,038/0,017	0,057/0,025	0,073/0,031	0,093/0,037	0,108/0,042
	0,15		0,046/0,023	0,059/0,028	0,077/0,034	0,092/0,039
	0,20		0,041/0,021	0,059/0,026	0,071/0,033	0,086/0,038

Примечания: 1. Величины L, μn и γ определяются по формулам:

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R_{\text{п}}^{\text{н}}};\quad \mu n = \frac{E_{\text{а}} F_{\text{а}}}{E_{\text{б}} b h_0};\quad \gamma = \frac{(b_{\text{п}} - b)\, h_{\text{п}}}{bh_0}.$$

2. В числителе приведены значения ρ для расчета при кратковременном действии нагрузки, в знаменателе — при длительном.

Если полная деформация элемента, определенная исходя из формулы (4.136), отличается от допустимой не более чем на 10% в бо́льшую или меньшую сторону, деформацию элемента следует определять по жесткости B, вычисленной по алгоритму, приведенному в табл. 4.36.

Деформации внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов, в которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, могут появиться трещины, находят, пользуясь методами строительной механики, по значениям кривизны $\frac{1}{\rho}$, определяемой как средняя кривизна на участке элемента между трещинами.

Кривизну $\frac{1}{\rho}$ внецентренно растянутых с эксцентриситетами $e_0 = \frac{M}{N} > 0{,}8h_0$ и внецентренно сжатых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений определяют по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_{\text{з}}}{h_0 z_1} \cdot \frac{\psi_{\text{а}}}{E_{\text{а}} F_{\text{а}}} + \frac{\psi_{\text{б}}}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_{\text{б}} \nu} \mp \frac{N}{h_0} \cdot \frac{\psi_{\text{а}}}{E_{\text{а}} F_{\text{а}}}, \qquad (4.137)$$

где $M_з$ — заменяющий момент, равный моменту всех сил относительно центра тяжести растянутой арматуры, т. е.

$$M_з = |Ne|; \qquad (4.138)$$

N — внешняя продольная сила, учитываемая со знаком плюс при внецентренном сжатии и со знаком минус — при внецентренном растяжении (при определении $M_з$ знак продольной силы не учитывается);

e — эксцентриситет силы N относительно центра тяжести растянутой арматуры A.

Остальные обозначения в формуле (4.137) те же, что и в формуле (4.133).

Кривизну внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений, работающих с трещинами в растянутой зоне, рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.39.

Таблица 4.39. **Определение кривизны $\frac{1}{\rho}$ внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов прямоугольного и таврового сечений, имеющих трещины в растянутой зоне**

№ п.п	Алгоритм
1	$n = \frac{E_а}{E_б}$; $\mu = \frac{F_а}{bh_0}$
2	$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п + \frac{n}{\nu}F'_а}{bh_0}$
3	$L = \frac{M_з}{R_п^{н} b h_0^2}$
4	Если $b'_п \neq b$ (сечение имеет полку в сжатой зоне), принять $r = h'_п$ и перейти к п. 6, иначе — к п. 5
5	Если $F'_а \neq 0$ (учитывается арматура, расположенная в сжатой зоне), принять $r = 2a'$ и перейти к п. 6, иначе принять $T = 0$ и перейти к п. 7
6	$T = \gamma'\left(1 - \frac{r}{2h_0}\right)$
7	$k_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}}$
8	$k_2 = \pm \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\frac{e_0}{h_0} \mp 5}$ Верхние знаки в формуле принимаются при $N > 0$ (сжатие), нижние — при $N < 0$ (растяжение)
9	Если $k_2 > 1$, принять $k_2 = 1$, иначе — к п. 10
10	$\xi = k_1 + k_2$
11	Если $\xi > 1$, принять $\xi = 1$, иначе — к п. 12
12	Если $b'_п = b$ (сечение прямоугольное), перейти к п. 14, иначе — к п. 13
13	Если $\xi < \frac{h'_п}{h_0}$, принять $b = b'_п$ и перейти к п. 2, иначе — к п. 14
14	Если $F'_а = 0$ (арматура A, расположенная в сжатой зоне, не учитывается), перейти к п. 16, иначе — к п. 15
15	Если $\xi < \frac{2a'}{h_0}$, принять $F'_а = 0$ и перейти к п. 2, иначе — к п. 16
16	$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{r}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right]$
17	$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh}$;

Продолжение табл. 4.39

№ п.п	Алгоритм
	$\gamma'_1 = \dfrac{2(b'_n - b)h'_n}{bh}$
18	$W_{б.т} = (0{,}292 + 0{,}75\gamma_1 + 0{,}075\gamma'_1)\,bh^2$
19	$M_{б.т} = 0{,}8W_{б.т}R^н_р$
20	$N_т = \dfrac{W_{б.т}R^н_р}{e}$
	($N_т$ — продольная сила, соответствующая образованию трещин)
21	$L_т = \dfrac{W_{б.т}R^н_р}{bh_0^2R^н_и}$
22	$k_{1т} = \dfrac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(L_т + T)}{10\mu n}}$
23	$\xi_т = k_{1т} + k_2$
24	Если $\xi_т > 1$, принять $\xi_т = 1$, иначе — к п. 25
25	$z_{1т} = h_0\left[1 - \dfrac{\dfrac{r}{h_0}\gamma' + \xi_т^2}{2(\gamma' + \xi_т)}\right]$
26	Если $M_з - Nz_1 < 0$ или $W_{б.т}R^н_р - N_тz_{1т} < 0$, принять $m = 1$ и перейти к п. 28, иначе — к п. 27
27	$m = \dfrac{W_{б.т}R^н_р - N_тz_{1т}}{M_з - Nz_1}$
28	$\psi_а = 1{,}3 - sm - \dfrac{1 - m}{6 - 4{,}5m}$
29	Если $\psi_а > 1$, принять $\psi_а = 1$, иначе — к п. 30
30	$\dfrac{1}{\rho} = \dfrac{M_з}{h_0z_1}\left[\dfrac{\psi_а}{E_аF_а} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\,bh_0E_б\nu}\right] - \dfrac{N}{h_0}\cdot\dfrac{\psi_а}{E_аF_а}$; конец

Для изгибаемых элементов, имеющих трещины в растянутой зоне, кривизна может быть определена по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{B}, \tag{4.139}$$

где B — жесткость, определяемая по алгоритму, приведенному в табл. 4.36.

Полную величину деформаций, включая деформации от длительного действия части нагрузки, определяют по формуле

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \tag{4.140}$$

где f_1 — деформация от кратковременного действия всей нагрузки;
f_2 — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузки;
f_3 — полная длительная деформация от длительно действующей части нагрузки.

Величины f_1, f_2 и f_3 находят по значениям кривизн и жесткостей, определяемых по алгоритмам, приведенным в табл. 4.36 и 4.39. Величины f_1 и f_2 вычисляют при значениях $\psi_а$ и ν, отвечающих кратковременному действию нагрузки, а величину f_3 — при значениях $\psi_а$ и ν, отвечающих длительному действию нагрузки. Если при действии полной нагрузки в элементе имеются трещины, величины f_2 и f_3 вычисляют в предположении наличия трещин на соответствующих участках.

Для элементов конструкций из легких бетонов с малым процентом армирования теоретические значения деформаций следует умножать на попра-

вочный коэффициент α, определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{\mu n}{1{,}2\mu n + 0{,}03}.$$

На каждом участке изгибаемого элемента постоянного сечения с трещинами в бетоне, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, кривизна $\frac{1}{\rho}$ вычисляется для наиболее напряженного сечения, а в остальных сечениях такого участка допускается принимать кривизну, изменяющейся пропорционально изменению значений изгибающего момента (рис. 4.41).

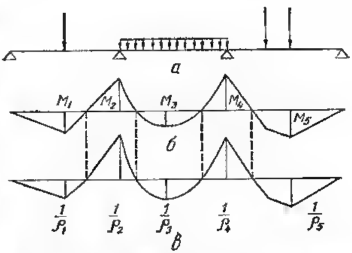


Рис. 4.41. Расчетная схема (*а*), эпюра изгибающих моментов (*б*) и эпюра кривизн (*в*) в железобетонной балке.

Для каждого участка изгибаемого элемента с изгибающим моментом одного знака жесткость B допускается принимать постоянной и равной значению жесткости в месте наибольшего изгибающего момента на данном участке.

Участки изгибаемых элементов, на которых отсутствуют трещины, определяются из условия

$$M \leqslant R_{\text{р}}^{\text{н}} W_{\text{т}}, \tag{4.141}$$

где

$$W_{\text{т}} = [0{,}292 + 0{,}75(\gamma_1 + 2\mu_1 n) + 0{,}075(\gamma_1' + 2\mu_1' n)]\, bh^2; \tag{4.142}$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_{\text{п}} - b)\, h_{\text{п}}}{bh}; \quad \gamma_1' = \frac{2(b_{\text{п}}' - b)\, h_{\text{п}}'}{bh};$$

$$\mu_1 = \frac{F_{\text{а}}}{bh}; \quad \mu_1' = \frac{F_{\text{а}}'}{bh}; \quad n = \frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}}.$$

Для элементов конструкций, изготавливаемых из легких бетонов, значение произведения $2\mu_1 n$ в формуле (4.142) следует заменять на $4\mu_1 n$.

По найденным кривизнам прогиб элементов определяется как момент от фиктивной распределенной нагрузки, эпюра которой численно равна эпюре кривизн или по формуле

$$f = \int_0^l \frac{1}{\rho_x} M_{1x}\, dx, \tag{4.143}$$

где $\frac{1}{\rho_x}$ — кривизна элемента в сечении x;

M_{1x} — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы по направлению искомого перемещения от внешней нагрузки в сечении, в котором определяется прогиб;

l — пролет элемента.

Прогиб по формуле (4.143) можно определять, перемножая эпюру кривизн $\frac{1}{\rho_x}$ и эпюру моментов M_{1x} с помощью таблиц, приведенных в разделе III.

Прогибы элементов с постоянной по длине жесткостью можно определять, пользуясь табл. 14.1, заменяя в ней величину EI значениями B.

Для слабоармированных элементов с постоянным по длине сечением, работающих как свободно опертые балки, нагруженные равномерно распределенной нагрузкой, прогиб рекомендуется определять с учетом отсутствия трещин на участках пролета с небольшими изгибающими моментами по формуле

$$f = Ml^2\left(\frac{m_1}{B} + \frac{m_2}{B_{\text{п}}}\right), \tag{4.144}$$

Таблица 4.40. Значения коэффициентов m_1 и m_2

$\frac{M_т}{M}$	m_1	m_2	$\frac{M_т}{M}$	m_1	m_2
1,00	0,000	0,104	0,80	0,082	0,025
0,98	0,033	0,072	0,75	0,087	0,019
0,96	0,044	0,061	0,70	0,091	0,015
0,94	0,053	0,053	0,60	0,097	0,009
0,92	0,059	0,047	0,50	0,100	0,006
0,90	0,064	0,042	0,30	0,103	0,001
0,85	0,075	0,032	0,00	0,104	0,000

где m_1 и m_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 4.40 в зависимости от величины отношения $\frac{M_т}{M}$;

$M_т$ — момент трещинообразования, определяемый по правой части формулы (4.141);

M — момент в середине пролета от полной поперечной нагрузки;

B — жесткость элемента, определенная с учетом трещинообразования при действии момента M;

$B_п$ — жесткость участков элемента, в которых не образуются трещины, определяемая по формулам (4.131) и (4.132).

Для пустотных настилов значения деформаций, определенные по формуле (4.140), следует уменьшать на 20% за исключением случаев, когда деформации пустотных настилов определяются в предположении отсутствия трещин на приопорных участках. При высоте сечения железобетонных элементов менее 16 *см* значения полных прогибов умножают на коэффициент $\frac{4}{\sqrt{h}}$, где h — высота элемента в *см*.

Для элементов таврового или двутаврового сечения с постоянной по длине пролета высотой при отношении высоты сечения к пролету, равной $^1/_7$ и более, и при действии значительных сосредоточенных нагрузок полную величину деформаций, определенную по расчету, следует увеличивать на 20%.

Для сборно-монолитных конструкций полную величину деформаций определяют по формуле

$$f_п = f + f_с - f_{см}, \tag{4.145}$$

где f — деформация всего элемента от действия полной нагрузки, определяемая по формуле (4.140);

$f_с$ — деформация сборной части элемента, определяемая по формуле (4.140), от нагрузки, действовавшей на элемент до приобретения дополнительно уложенным бетоном требуемой прочности;

$f_{см}$ — деформация всего элемента от той же нагрузки, определяемая по формуле (4.140); при этом допускается определять жесткость в предположении отсутствия трещин.

Относительные деформации ε_0 в направлении продольной оси элементов определяются по формулам, приведенным в табл. 4.41. При этом средние величины относительного удлинения арматуры $\varepsilon_{а.с}$ и относительного укорочения крайнего сжатого волокна бетона $\varepsilon_{б.с}$ на участке между трещинами для изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов с двузначной эпюрой напряжений в сечениях, имеющих трещины в растянутой зоне, рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.39, по формулам

$$\varepsilon_{а.с} = \frac{\psi_а}{E_а F_а}\left(\frac{M_з}{z_1} - N\right); \tag{4.146}$$

$$\varepsilon_{б.с} = \frac{\psi_б M_з}{z_1 \nu E_б (\gamma' + \xi) b h_0}. \tag{4.147}$$

Таблица 4.41. **Относительные деформации ε_0 железобетонных элементов**

Вид эпюры в сечении элемента	Вид напряженного состояния	Относительные деформации ε_0 для элементов	
		не имеющих трещин	с трещинами в растянутой зоне
Двузначная	Изгиб, внецентренные сжатие и растяжение	$\varepsilon_0 = \frac{N}{2\nu E_б F_п} \pm \frac{M}{B_п} y_0 c$, где y_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна	$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_{а.с} y - \varepsilon_{б.с}(h_0 - y)}{h_0}$, где y — расстояние от крайнего сжатого волокна сечения до рассматриваемого волокна
Однозначная	Центральное или внецентренное сжатие	$\varepsilon_0 = \frac{N}{2\nu E_б F_п}$	—
	Центральное или внецентренное растяжение	$\varepsilon_0 = \frac{N}{E_б F_б}$	$\varepsilon_0 = \frac{\psi_а N}{E_а F_а}$

Абсолютные значения деформаций в направлении продольной оси элементов определяются по формуле

$$\Delta = \int_0^l \varepsilon_0 dx, \qquad (4.148)$$

где l — длина элемента.

Пример 4.17. Определить прогиб в середине пролета балки (рис. 4.42). Расчетные данные: арматура из горячекатаной стали класса А-III ($E_а = 2 \cdot 10^6$ *кг/см²*); бетон марки 300 ($E_б = 3{,}15 \cdot 10^5$ *кг/см²*, $R_п^н = 260$ *кг/см²*, $R_р^н = 21$ *кг/см²*); режим работы конструкции нормальный (влажность 40—70%) — $\nu = 0{,}15$; длительно действующая нагрузка $q = 12$ *т/м*.

Изгибающий момент в середине пролета от нормативной длительно действующей нагрузки

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{12 \cdot 6^2}{8} = 54\ т \cdot м.$$

Проверяем трещиностойкость балки из условия (4.141).

Определяем:

$$\gamma_1 = 0; \quad \gamma_1' = 0; \quad \mu_1 = \frac{F_а}{bh} = \frac{29{,}5}{30 \cdot 80} = 0{,}0123;$$

$$\mu_1' = \frac{F_а'}{bh} = \frac{3{,}4}{30 \cdot 80} = 0{,}00141;$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{3{,}15 \cdot 10^5} = 6{,}35.$$

Рис. 4.42. Расчетная схема (*а*) и поперечное сечение железобетонной балки (*б*).

По формуле (4.142)

$$W_т = [0{,}292 + 0{,}75(\gamma_1 + 2\mu_1 n) + 0{,}075(\gamma_1' + 2\mu_1' n)]\, bh^2 = [0{,}292 + 0{,}75(0 + 2 \cdot 0{,}0123 \times 6{,}35) + 0{,}075(0 + 2 \cdot 0{,}00141 \cdot 6{,}35)]\, 30 \cdot 80^2 = 78\,720\ см^3.$$

$$W_т R_р^н = 78\,720 \cdot 21 = 1\,655\,000\ кг \cdot см = 16{,}55\ т \cdot м < M = 54\ т \cdot м.$$

Трещиностойкость балки не обеспечена. Жесткость сечения в середине пролета определяем по алгоритму, приведенному в табл. 4.36.

$$n = \frac{E_а}{E_б} = 6{,}35; \quad \mu = \frac{F_а}{bh_0} = \frac{29{,}5}{30 \cdot 74} = 0{,}0133;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п + \frac{n}{\nu}F'_а}{bh_0} = \frac{0 + \frac{6{,}35}{0{,}15}\cdot 3{,}4}{30\cdot 74} = 0{,}065;$$

$$L = \frac{M}{R^н_и b h_0^2} = \frac{5\,400\,000}{260\cdot 30\cdot 74^2} = 0{,}126.$$

Сечение прямоугольное ($b'_п = b$), поэтому переходим к п. 5.

Так как $F'_а = 3{,}4$ *см*² $\neq 0$, принимаем $r = 2a' = 2\cdot 3{,}5 = 7$ *см* и переходим к п. 6.

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{r}{2h_0}\right) = 0{,}065\left(1 - \frac{7}{2\cdot 74}\right) = 0{,}062.$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L+T)}{10\mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(0{,}126 + 0{,}062)}{10\cdot 0{,}0133\cdot 6{,}35}} = 0{,}244.$$

Так как $\xi = 0{,}244 < 1$, переходим к п. 9.

Так как $b'_п = b$ (сечение прямоугольное), переходим к п. 11.

Так как $F'_а = 3{,}4$ *см*² $\neq 0$, переходим к п. 12.

Так как $\xi = 0{,}244 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2\cdot 3{,}5}{74} = 0{,}095$, переходим к п. 13.

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{r}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 74\left[1 - \frac{\frac{7}{74}\cdot 0{,}065 + 0{,}244^2}{2(0{,}065 + 0{,}244)}\right] = 66 \text{ см}.$$

$$W_{б.т} = (0{,}292 + 0{,}75\gamma_1 + 0{,}075\gamma'_1)\,bh^2 = (0{,}292 + 0{,}75\cdot 0 + 0{,}075\cdot 0)\,30\cdot 80^2 = 56\,000 \text{ см}^3.$$

$$M_{б.т} = 0{,}8W_{б.т}R^н_р = 0{,}8\cdot 56\,000\cdot 21 = 940\,000 \text{ кг}\cdot\text{см}.$$

Так как $\frac{M_{б.т}}{M} = \frac{940\,000}{5\,400\,000} = 0{,}174 < 1$, переходим к п. 18.

$$\psi_а = 1{,}3 - s\frac{M_{б.т}}{M} = 1{,}3 - 0{,}8\cdot 0{,}174 = 1{,}161,$$

где s при длительном действии нагрузки равно 0,8.

Так как $\psi_а = 1{,}161 > 1$, принимаем $\psi_а = 1$.

$$B = \frac{h_0 z_1}{\frac{\psi_а}{E_а F_а} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\,bh_0 E_б \nu}} =$$

$$= \frac{74\cdot 66}{\frac{1}{2\cdot 10^6\cdot 29{,}5} + \frac{0{,}9}{(0{,}065 + 0{,}244)\,30\cdot 74\cdot 3{,}15\cdot 10^5\cdot 0{,}15}} = 10{,}9\cdot 10^{10} \text{ кг}\cdot\text{см}^2.$$

При вычислении B коэффициент $\psi_б = 0{,}9$.

Приближенно жесткость B может быть также определена по формуле (4.136).

По табл. 4.37 при $\gamma' = 0{,}065 \approx 0$; $L = 0{,}126$; $\mu n = 0{,}0133\cdot 6{,}35 = 0{,}085$ находим $p = 0{,}026$.

Тогда по формуле (4.136)

$$B = pbh_0^3 E_б = 0{,}026\cdot 30\cdot 74^3\cdot 3{,}15\cdot 10^5 = 9{,}9\cdot 10^{10} \text{ кг}\cdot\text{см}^2.$$

Считая жесткость B постоянной по длине балки, определяем прогиб по формулам табл. 14.1:

$$f = \frac{5}{384}\cdot\frac{ql^4}{B} = \frac{5}{384}\cdot\frac{120\cdot 600^4}{9{,}9\cdot 10^{10}} = 2{,}03 \text{ см}.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}03}{600} = \frac{1}{296} < \left[\frac{1}{200}\right].$$

Следовательно, жесткость балки достаточна.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Проверка ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, не требуется, если соблюдаются условия:

для центрально растянутых элементов

$$N \leqslant R_т (F + 2nF_а); \qquad (4.149)$$

для изгибаемых элементов

$$M \leqslant R_т W_т, \qquad (4.150)$$

где $W_т$ — момент сопротивления сечения, определяемый по формуле (4.142).

Ширину раскрытия трещин $a_т$, нормальных к продольной оси центрально растянутых элементов, рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.42.

Таблица 4.42. **Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси центрально растянутых элементов**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$n = \frac{E_а}{E_б}$	
2	Если $R_т (F + 2nF_а) < N$, перейти к п. 3, иначе — конец	Проверка условия (4.149)
3	Если нагрузка длительно действующая, принять $k = 0{,}35$, иначе (кратковременная нагрузка) — принять $k = 0{,}70$	
4	$N_{б.т} = 0{,}8R_р^{н}F$	
5	Если $\frac{N_{б.т}}{N} > 1$, принять $\frac{N_{б.т}}{N} = 1$, иначе — перейти к п. 6	
6	$\psi_а = 1 - k \frac{N_{б.т}}{N}$	
7	$u_а = \frac{F_а}{S}$; $\mu_1 = \frac{F_а}{F}$	S — периметр сечения арматуры. При арматуре одного диаметра d $u_а = \frac{d}{4}$
8	$l_т = \frac{u_а}{\mu_1} \eta$	Определение расстояния между трещинами
9	$\sigma_а = \frac{N}{F_а}$	Определение напряжений в арматуре
10	$a_т = \frac{\sigma_а}{E_а} l_т$; конец	Определение ширины раскрытия трещин

Таблица 4.43. **Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемых элементов**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$\gamma_1 = \frac{(b_п - b) h_п}{bh}$; $\gamma_1' = \frac{2 (b_п' - b) h_п'}{bh}$; $\mu_1 = \frac{F_а}{bh}$; $\mu_1' = \frac{F_а'}{bh}$; $n = \frac{E_а}{E_б}$	
2	$W_т = [0{,}292 + 0{,}75(\gamma_1 + 2\mu_1 n) + 0{,}075 (\gamma_1' + 2\mu_1' n)]\, bh$	Для легких бетонов вместо $2\mu_1 n$ принимать $4\mu_1 n$
3	Если $R_т W_т < M$, перейти к п. 4, иначе — конец	Проверка условия (4.149)
4	По алгоритму, приведенному в табл. 4.36, определяем z_1 (п. 13)	Определение z_1
5	По алгоритму, приведенному в табл. 4.36, определяем $\psi_а$ (пп. 18, 19)	Определение $\psi_а$

Продолжение табл. 4.43

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
6	$k_1 = \frac{W_т}{F_a z_1 n} - 2$	
7	$u_a = \frac{F_a}{S}$	S — периметр сечения арматуры. При растянутой арматуре одного диаметра d $u_a = \frac{d}{4}$
8	$l_т = k_1 n u_a \eta$	Определение расстояния между трещинами
9	$\sigma_a = \frac{M}{z_1 F_a}$	Определение напряжений в арматуре
10	$a_т = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т$; конец	Определение ширины раскрытия трещин

Для изгибаемых элементов ширину раскрытия трещин $a_т$, нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.43. При этом величины плеча внутренней пары z_1 и коэффициента ψ_a определяются по алгоритму, приведенному в табл. 4.36.

При определении ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси центрально растянутых и изгибаемых элементов, по алгоритмам, приведенным в табл. 4.42 и 4.43, значение коэффициента η, учитывающего сцепление арматуры с бетоном, принимается равным: 0,7 — для стержней периодического профиля; 1,0 — для гладких горячекатаных стержней; 1,25 — для обыкновенной арматурной проволоки, применяемой в сварных каркасах и сетках.

Для изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений из бетона марки 300 и ниже ширину раскрытия трещин допускается определять по формуле

$$a_т = \frac{AD}{1000} d, \tag{4.151}$$

где A и D — коэффициенты, определяемые по табл. 4.44, 4.45 и 4.46;

d — усредненный диаметр стержней растянутой арматуры, определяемый по формуле

$$d = \frac{n_1 d_1 + n_2 d_2 + \cdots + n_k d_k}{n_1 + n_2 + \cdots + n_k}, \tag{4.152}$$

где $d_1, d_2, \ldots, d_k$ — диаметры стержней арматуры растянутой зоны;

$n_1, n_2, \ldots, n_k$ — число стержней с диаметрами соответственно $d_1, d_2, \ldots, d_k$.

Для внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, допускается определять по формулам:

при $e_0 \geqslant 0{,}8h_0$

$$a_т = \frac{A_1 D_1}{1000} d, \tag{4.153}$$

где A_1 и D_1 — коэффициенты, определяемые по табл. 4.47 и 4.48;

при $e_0 < 0{,}8h_0$

$$a_т = \frac{e_0}{0{,}8h_0}(a_{т.н} - a_{т.ц}) + a_{т.ц}, \tag{4.154}$$

где $a_{т.ц}$ — ширина раскрытия трещин, вычисленная, как для центрально растянутого элемента, по алгоритму, приведенному в табл. 4.42;

$a_{т.н}$ — то же, вычисленная по формуле (4.153), как для элемента, внецентренно растянутого с эксцентриситетом, равным $0{,}8h_0$.

Таблица 4.44. **Значения коэффициента *A* для расчета элементов прямоугольного и таврового сечений с полкой в сжатой зоне**

γ'	L	μn									
		0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,20	0,30
0	0,04	1,56/2,18	1,02/1,41	0,71/0,99	0,40/0,56	—	—	—	—	—	—
	0,06	3,41/4,01	2,21/2,60	1,55/1,82	0,88/1,03	0,56/0,66	0,38/0,45	—	—	—	—
	0,08	5,22/5,67	3,37/3,67	2,36/2,56	1,87/2,03	0,85/0,92	0,58/0,63	0,42/0,46	—	—	—
	0,10	6,98/7,01	4,51/4,53	3,16/3,17	1,78/1,79	1,13/1,14	0,78/0,78	0,56/0,56	0,42/0,42	0,25/0,25	—
	0,15	—	6,63/6,63	4,62/4,62	2,61/2,61	1,65/1,65	1,13/1,13	0,81/0,81	0,61/0,61	0,36/0,36	—
	0,20	—	—	—	3,39/3,39	2,15/2,15	1,47/1,47	1,06/1,06	0,79/0,79	0,47/0,47	—
0,2	0,06	3,37/4,12	2,17/2,65	1,53/1,87	0,86/1,05	0,54/0,67	0,37/0,45	—	—	—	—
	0,08	5,38/6,13	3,46/3,94	2,43/2,77	1,38/1,57	0,87/0,99	0,59/0,68	0,43/0,49	—	—	—
	0,10	7,37/7,76	4,74/4,99	3,33/3,50	1,89/1,99	1,19/1,25	0,81/0,86	0,59/0,62	0,44/0,46	0,27/0,28	—
	0,15	—	7,39/7,39	5,18/5,18	2,93/2,93	1,86/1,86	1,27/1,27	0,91/0,91	0,68/0,68	0,41/0,41	—
	0,20	—	—	—	3,85/3,85	2,46/2,46	1,67/1,67	1,20/1,20	0,90/0,90	0,55/0,55	—
	0,30	—	—	—	—	3,60/3,60	2,47/2,47	1,77/1,77	1,32/1,32	0,79/0,79	0,29/0,29
0,4	0,06	3,32/4,17	2,14/2,69	1,50/1,88	0,85/1,07	0,55/0,69	0,37/0,47	—	—	—	—
	0,06	5,45/6,29	3,51/4,06	2,45/2,83	1,39/1,60	0,90/1,04	0,61/0,71	0,44/0,51	—	—	—
	0,10	7,57/8,19	4,87/5,27	3,40/3,68	1,92/2,08	1,24/1,34	0,85/0,92	0,61/0,66	0,46/0,50	0,28/0,30	—
	0,15	—	7,85/7,85	5,47/5,47	3,09/3,09	1,98/1,98	1,38/1,38	0,99/0,99	0,74/0,74	0,45/0,45	—
	0,20	—	—	—	4,09/4,09	2,62/2,62	1,83/1,83	1,31/1,31	0,98/0,98	0,60/0,60	—
	0,30	—	—	—	—	3,85/3,85	2,67/2,67	1,95/1,95	1,46/1,46	0,89/0,89	0,34/0,34
	0,40	—	—	—	—	—	—	2,54/2,54	1,88/1,88	1,17/1,17	0,44/0,44

Продолжение табл. 4.44

γ'	L	μn 0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,20	0,30
1,0	0,08	5,45/6,46	3,50/4,14	2,43/2,88	1,37/1,62	0,88/1,04	0,61/0,72	0,47/0,53	—	—	—
	0,10	7,37/8,73	4,95/5,60	3,44/3,89	1,94/2,19	1,24/1,40	0,86/0,97	0,63/0,71	0,48/0,54	0,31/0,35	—
	0,15	—	8,39/8,39	5,83/5,83	3,28/3,28	2,10/2,10	1,46/1,46	1,07/1,07	0,81/0,81	0,52/0,52	—
	0,20	—	—	—	4,36/4,36	2,79/2,79	2,43/2,43	1,41/1,41	1,08/1,08	0,68/0,68	—
	0,30	—	—	—	—	4,15/4,15	2,88/2,88	2,10/2,10	1,60/1,60	1,01/1,01	0,41/0,41
	0,40	—	—	—	—	—	—	2,77/2,77	2,11/2,11	1,33/1,33	0,55/0,55

Примечания: 1. Величины γ', μn и L определяются по формулам:

$$\gamma' = \frac{(b'_{\text{п}} - b)\,h'_{\text{п}} + \frac{n}{\nu}\,F'_{\text{а}}}{bh_0}; \quad \mu n = \frac{E_{\text{а}}F_{\text{а}}}{E_{\text{б}}bh_0}; \quad L = \frac{M}{bh_0^2 R_{\text{и}}^{\text{н}}}.$$

2. В числителе приведены значения A для расчета при кратковременном действии нагрузки, в знаменателе — при длительном.

3. Если значения A получаются меньше табличных, расчет по раскрытию трещин можно не производить.

Таблица 4.45. **Значения коэффициента A для расчета элементов таврового сечения с полкой в растянутой зоне**

γ	L	μn 0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,20
0,2	0,06	3,65/4,75	2,38/3,10	1,67/2,18	0,96/1,24	0,62/0,80	0,43/0,55	—	—	—
	0,08	6,15/7,24	4,00/4,70	2,81/3,31	1,60/1,89	1,03/1,22	0,71/0,84	0,52/0,61	—	—
	0,10	8,59/9,64	5,58/6,26	3,92/4,40	2,24/2,51	1,44/1,61	1,00/1,12	0,73/0,81	0,55/0,62	0,34/0,38
	0,15	—	9,17/9,17	6,43/6,43	3,66/3,66	2,35/2,35	1,62/1,62	1,18/1,18	0,89/0,89	0,55/0,55
	0,20	—	—	—	4,76/4,76	3,05/3,05	2,11/2,11	1,54/1,54	1,16/1,16	0,71/0,71
0,4	0,06	3,32/5,11	2,17/3,33	1,53/2,35	0,88/1,35	0,57/0,87	0,40/0,61	—	—	—
	0,08	6,53/8,30	4,25/5,40	3,00/3,81	1,72/2,19	1,11/1,41	0,78/0,99	0,57/0,72	—	—
	0,10	9,66/11,41	5,54/6,55	4,43/5,24	2,54/3,00	1,64/1,94	1,15/1,35	0,84/0,99	0,54/0,75	0,40/0,47
	0,15	—	11,24/11,24	7,91/7,91	4,52/4,52	2,92/2,92	2,03/2,03	1,49/1,49	1,13/1,13	0,71/0,71
	0,20	—	—	—	6,17/6,17	3,97/3,97	2,77/2,77	2,03/2,03	1,54/1,54	0,95/0,95

Продолжение табл. 4.45

γ	L	μn								
		0,03	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,20
0,6	0,06	2,40 / 5,03	1,57 / 3,29	1,11 / 2,32	0,64 / 1,34	0,42 / 0,87	0,29 / 0,61	—	—	—
	0,08	6,31 / 8,92	4,12 / 5,82	2,91 / 4,11	1,68 / 2,37	1,09 / 1,54	0,76 / 1,08	0,56 / 0,79	—	—
	0,10	10,14 / 12,72	6,62 / 8,30	4,07 / 5,86	2,69 / 3,37	1,75 / 2,19	1,22 / 1,53	0,90 / 1,13	0,69 / 0,86	0,43 / 0,54
	0,15	—	12,68 / 14,32	8,93 / 10,08	5,13 / 5,80	3,33 / 3,76	2,33 / 2,63	1,71 / 1,93	1,31 / 1,48	0,83 / 0,93
	0,20	—	—	—	7,47 / 7,56	4,84 / 4,90	3,38 / 3,42	2,49 / 2,52	1,90 / 1,92	1,20 / 1,21
1,0	0,08	4,23 / 8,94	2,77 / 5,85	1,96 / 4,14	1,13 / 2,40	0,74 / 1,56	0,52 / 1,10	0,38 / 0,81	—	—
	0,10	9,46 / 14,11	6,18 / 9,23	4,37 / 6,53	2,53 / 3,78	1,65 / 2,46	1,16 / 1,73	0,86 / 1,28	0,66 / 0,98	0,42 / 0,63
	0,15	—	14,46 / 17,44	10,21 / 12,31	5,90 / 7,11	3,84 / 4,63	2,70 / 3,25	1,99 / 2,41	1,53 / 1,85	1,98 / 1,18
	0,20	—	—	—	9,12 / 10,31	5,94 / 6,71	4,17 / 4,71	3,08 / 3,49	2,37 / 2,68	1,51 / 1,71

Примечания: 1. Величины γ, μn и L определяются по формулам:

$$\gamma = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh_0};\; \mu n = \frac{E_a F_a}{E_б b h_0};\; L = \frac{M}{R_и^н b h_0^2}.$$

2. См. примечания 2 и 3 к табл. 4.44.

Таблица 4.46. Значения коэффициента *D* для расчета элементов прямоугольного и таврового сечений

Арматура	Марка бетона	
	200	300
Обыкновенная арматурная проволока	5,76	5,89
Горячекатаная сталь класса А-I	5,38	5,50
То же, А-II	2,76	3,85
» » А-III	3,58	3,66

Таблица 4.47. Значения коэффициента A_1 для расчета внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой

μn	m_1	h_1				
		0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
0,02	0,01	1,56 / 2,33	—	—	—	—
	0,02	3,56 / 4,56	—	—	—	—

Продолжение табл. 4.47

μn	m_1	n_1				
		0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
0,03	0,01	0,39/0,85	1,16/1,53	—	—	—
	0,02	1,21/1,78	2,11/2,57	2,87/3,27	—	—
	0,03	2,24/2,86	3,16/3,67	3,94/4,40	—	—
	0,04	3,36/4,02	4,26/4,83	5,05/5,55	—	—
0,04	0,01	0,10/0,46	0,48/0,75	—	—	—
	0,02	0,53/0,90	1,00/1,32	1,43/1,71	—	—
	0,03	1,10/1,50	1,59/1,94	2,03/2,34	—	—
	0,04	1,74/2,15	2,22/2,59	2,55/2,99	—	—
0,05	0,02	0,26/0,53	0,55/0,78	0,81/1,02	1,05/1,25	—
	0,03	0,53/0,91	0,92/1,17	1,19/1,42	1,44/1,66	—
	0,04	1,01/1,32	1,33/1,59	1,59/1,84	1,85/2,08	—
	0,06	1,89/2,20	2,17/2,45	2,48/2,70	2,69/2,94	—
0,06	0,02	0,15/0,35	0,32/0,50	0,49/0,66	0,66/0,82	—
	0,04	0,67/0,89	0,86/1,06	1,04/1,23	1,22/1,40	—
	0,06	1,27/1,49	1,46/1,67	1,63/1,83	1,80/1,95	—
	0,08	1,88/2,11	2,06/2,28	2,24/2,45	—	—
0,08	0,02	0,04/0,25	0,11/0,25	0,19/0,33	0,28/0,41	—
	0,04	0,33/0,47	0,43/0,56	0,52/0,65	0,62/0,74	0,71/0,83
	0,06	0,68/0,82	0,76/0,90	0,86/0,99	0,95/1,08	1,04/1,17

Продолжение табл. 4.47

μn	m_1	n_1				
		0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
0,08	0,08	$\frac{1,02}{1,16}$	$\frac{1,11}{1,25}$	$\frac{1,20}{1,34}$	$\frac{1,29}{1,43}$	—
	0,10	$\frac{1,37}{1,51}$	$\frac{1,46}{1,60}$	$\frac{1,55}{1,69}$	—	—

Примечания: 1. Величины μn, n_1 и m_1 определяются по формулам:

$$\mu n = \frac{E_a F_a}{E_б b h_0}; \quad n_1 = \frac{1000N}{b h_0 E_б}; \quad m_1 = \frac{1000M}{b h_0^2 E_б}.$$

2. В числителе приведены значения A_1 для расчета при кратковременном действии нагрузки, в знаменателе — при длительном.

3. Таблицей разрешается пользоваться при $a = a' = (0,05 \div 0,15)h$.

Таблица 4.48. **Значения коэффициента D_1 для расчета внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой**

Арматура	Марка бетона		
	200	300	400
Обыкновенная арматурная проволока	8,50	7,14	6,43
Горячекатаная сталь класса А-I	7,92	6,66	6,00
То же, А-II	5,55	4,67	4,20
» » А-III	5,28	4,45	4,00

При совместном действии кратковременной и длительно действующей нагрузок ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$a_т = a_{т1} - a_{т2} + a_{т3}, \tag{4.155}$$

где $a_{т1}$ — ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки;

$a_{т2}$ — начальная ширина раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки (при ее кратковременном действии);

$a_{т3}$ — полная ширина раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки.

Величины $a_{т1}$ и $a_{т2}$ определяются при кратковременном действии нагрузки, а величина $a_{т3}$ — при длительном действии нагрузки по алгоритмам, приведенным в табл. 4.42 или 4.43 или по формулам (4.151), (4.153) и (4.154).

Ширина раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах определяется в невыгоднейшем наклонном сечении при расчете на прочность по формуле

$$a_т = 4 \frac{t^2}{(\mu_x + \mu_0) E_a R_и^н} l_т, \tag{4.156}$$

где

$$t = \frac{Q}{b h_0}; \tag{4.157}$$

Q — поперечная сила при нормативной нагрузке в рассматриваемом наклонном сечении;

$$l_т = \frac{1}{3\left(\frac{\mu_x}{\eta_x d_x} + \frac{\mu_0}{\eta_0 d_0}\right)} \leqslant h_0 + 30 d_{макс}; \tag{4.158}$$

d_x и d_0 — диаметры соответственно поперечных и отогнутых стержней;
$d_{макс}$ — наибольший из диаметров поперечных и отогнутых стержней;
μ_x — коэффициент насыщения поперечными стержнями, нормальными к продольной оси элемента, определяемый по формуле

$$\mu_x = \frac{F_x}{bu_x}; \tag{4.159}$$

μ_0 — коэффициент насыщения стержнями, наклонными к продольной оси элемента (отгибы, наклонные хомуты), определяемый по формуле

$$\mu_0 = \frac{F_0}{bu_0}; \tag{4.160}$$

η_x и η_0 — коэффициенты, учитывающие профиль арматурных стержней;
F_x и F_0 — площадь сечения соответственно всех поперечных и отогнутых (наклонных) стержней, расположенных в одной плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение;
u_x и u_0 — расстояние соответственно между плоскостями поперечных стержней и отгибов (наклонных стержней), измеренное по нормали к ним (рис. 4.43); при разных расстояниях между отгибами величина u_0 определяется как полусумма расстояний между расматриваемой плоскостью отгибов и двумя соседними с ней.

Для первой плоскости отгибов величина u_0 принимается равной

$$u_0 = \frac{u_{01} + u_{02}}{2}, \tag{4.161}$$

а для последней (n-й) плоскости отгибов

$$u_0 = u_{0n}. \tag{4.162}$$

Отгибы в расчете не учитываются, если их начала отстоят от грани опоры или от концов отгибов предыдущей плоскости более чем на 0,2 h, т. е. если $u_1 > 0{,}2h$; $u_2 > 0{,}2h$.

Допускается уменьшать величину $a_т$ в 1,5 раза против вычисленной по формуле (4.156), если балка армируется поперечными стержнями, нормальными к оси элемента, и продольными стержнями того же диаметра с расстоянием по высоте сечения, равным шагу поперечных стержней.

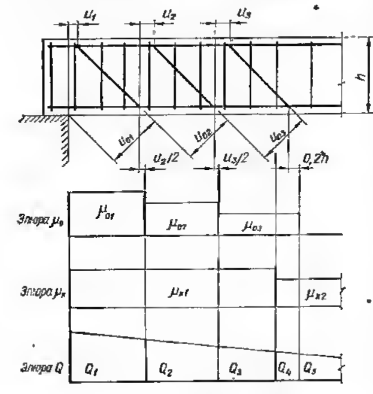


Рис. 4.43. К расчету по раскрытию наклонных трещин железобетонной балки, армированной поперечной и отогнутой арматурой.

Требуемое сечение поперечной арматуры в элементах, армированных поперечными стержнями, нормальными к продольной оси элемента, без отгибов при предельной ширине раскрытия наклонных трещин $[a_т] = 0{,}3$ *мм* рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.49, с помощью графика, приведенного на рис. 4.44 и табл. 4.50. При этом предварительно назначается диаметр поперечных стержней d_x.

Длина участка с максимальным поперечным армированием определяется путем построения эпюры попереч-

Таблица 4.49. **Определение требуемого сечения поперечной арматуры в элементах, армированных поперечными стержнями без отгибов, при предельной ширине раскрытия трещин $[a_т] = 0{,}3$ мм**

№ п.п	Алгоритм
1	$t = \frac{Q}{bh_0}$
2	По табл. 4.50 определяем ω_1
3	По графику на рис. 4.44 находим $\mu_{x.гр}$
4	Если $10^{-4}\, t\omega_1 \geqslant \mu_{x.гр}$, принять $\mu_x = 10^{-4}\, t\omega_1$ и перейти к п. 7, иначе — к п. 5
5	По табл. 4.50 определяем ω_2
6	$\mu_x = 10^{-6}\, \frac{t^2 (h_0 + 30d_x)}{\omega_2}$
7	$\frac{F_x}{u} = \mu_x b$
8	По табл. 4.15 определяем шаг поперечных стержней и количество ветвей; конец

ных сил, при которых ширина раскрытия наклонных трещин достигает предельной величины $[a_т] = 0{,}3$ мм (рис. 4.45). Граница между участками с различной интенсивностью поперечного армирования должна располага-

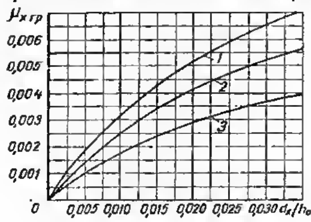


Рис. 4.44. Значения коэффициентов $\mu_{x.гр}$ для подбора поперечной арматуры при расчете элементов по раскрытию трещин:
1 — для обыкновенной арматурной проволоки; *2* — для стали класса *А-I*; *3* — для сталей классов А-II и А-III

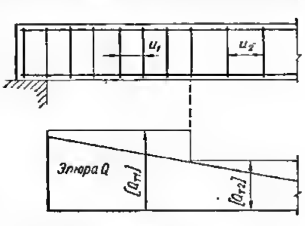


Рис. 4.45. К определению границы между участками с различной интенсивностью поперечного армирования при расчете балки по раскрытию трещин.

ться не ближе к опоре, чем точка пересечения эпюры нормативных поперечных сил Q с эпюрой $[Q_т]$ на участке с меньшей интенсивностью поперечного армирования (на рис. 4,45 — с эпюрой $[Q_{т2}]$).

При этом величина поперечной силы, при которой ширина раскрытия наклонных трещин достигает предельной величины $[a_т] = 0{,}3$ мм, определяется по формулам:

при $\mu_x \geqslant \mu_{x.гр}$

$$[Q_т] = 10^4 bh_0 \frac{\mu_x}{\omega_1}; \tag{4.163}$$

при $\mu_x < \mu_{x.гр}$

$$[Q_т] = bh_0 \sqrt{\frac{10^6 \omega_2 \mu_x}{h_0 + 30d_x}}. \tag{4.164}$$

Здесь $\mu_{x.гр}$ определяется по графику на рис. 4.44, а коэффициенты ω_1 и ω_2 — по табл. 4.50.

Пример 4.18. Проверить ширину раскрытия трещин в балке, рассмотренной в примере 4.17. Поперечное сечение балки и схема ее нагружения показаны на рис. 4.42. Балка армируется тремя сварными каркасами с поперечными стержнями ∅10АII ($F_x = 0{,}785 \cdot 3 = 2{,}36$ см²) с шагом $u_x = 20$ см.

Таблица 4.50. **Значения ω_1 и ω_2 для подбора поперечной арматуры при расчете элементов по раскрытию косых трещин**

Материал поперечных стержней (хомутов)	Диаметр хомута, *мм*	Марка бетона 200		300		400	
		ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
Обыкновенная арматурная проволока	3	2,27	2,43	1,89	3,51	1,63	4,71
	5	2,93		2,44		2,10	
	7	3,47		2,88		2,49	
Горячекатаная сталь класса А-I	6	2,68	2,83	2,21	4,10	1,91	5,51
	10	3,46		2,85		2,46	
	14	4,09		3,38		2,91	
	18	4,64		3,83		3,30	
То же, А-II	10	2,89		2,39		2,06	
	14	3,43		2,82		2,43	
	18	3,89		3,20		2,76	
» » А-III	6	2,28	2,70	1,89	3,90	1,63	5,25
	10	2,94		2,44		2,11	
	14	3,48		2,90		2,50	

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси балки, определяем по алгоритму, приведенному в табл. 4.43. $\gamma_1 = 0$; $\gamma_1' = 0$; $\mu_1 = 0{,}0123$; $\mu_1' = 0{,}00141$; $n = 6{,}35$; $W_т = 78\,720\ см^3$ (см. пример 4.17).

Так как $W_т R_т = 78\,720 \cdot 14{,}5 = 1\,155\,000\ кг \cdot см < M = 5\,400\,000\ кг \cdot см$, переходим к п. 4 ($R_т = 14{,}5\ кг/см^2$ — см. табл. 1.24). $z_1 = 66\ см$; $\psi_a = 1$ (см. пример 4.17).

$$k_1 = \frac{W_т}{F_a z_1 n} - 2 = \frac{78\,720}{29{,}5 \cdot 66 \cdot 6{,}35} - 2 = 4{,}45.$$

Так как все стержни растянутой арматуры имеют одинаковый диаметр $d = 25$ *мм*,

$$u_a = \frac{d}{4} = \frac{2{,}5}{4} = 0{,}625\ см.$$

$$l_т = k_1 n u_a \eta = 4{,}46 \cdot 6{,}35 \cdot 0{,}625 \cdot 0{,}7 = 12{,}4\ см,$$

где для арматуры периодического профиля $\eta = 0{,}7$.

$$\sigma_a = \frac{M}{z_1 F_a} = \frac{5\,400\,000}{66 \cdot 29{,}5} = 2780\ кг/см^2.$$

$$a_т = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т = 1 \cdot \frac{2780}{2 \cdot 10^6} \cdot 12{,}4 = 0{,}0172\ см = 0{,}17\ мм < [a_т] = 0{,}3\ мм.$$

Ширину раскрытия трещин можно также определить по формуле (4.151).

По табл. 4.44 при $\gamma' = 0$, $\mu n = 0{,}0123 \cdot 6{,}35 = 0{,}078$ и

$$L = \frac{M}{b h_0^2 R_и^н} = \frac{5\,400\,000}{30 \cdot 74^2 \cdot 260} = 0{,}126$$

находим $A = 2{,}19$. По табл. 4.46 находим $D = 3{,}66$.

Тогда по формуле (4.151)

$$a_т = \frac{AD}{1000} d = \frac{2{,}19 \cdot 3{,}66}{1000} \cdot 2{,}5 = 0{,}02\ см = 0{,}2\ мм.$$

Ширину раскрытия наклонных трещин определяем по формуле (4.166). Поперечная сила в опорном сечении балки

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{12 \cdot 6}{2} = 36\ т.$$

По формуле (4.157) определяем

$$t = \frac{Q}{b h_0} = \frac{36000}{30 \cdot 74} = 16{,}2\ кг/см^2.$$

Коэффициент насыщения поперечными стержнями определяем по формуле (4.159)

$$\mu_x = \frac{F_x}{bu_x} = \frac{2,36}{30 \cdot 20} = 0,004.$$

Так как отогнутые стержни отсутствуют, $\mu_0 = 0$.

Расстояние между наклонными трещинами определяем по формуле (4.158)

$$l_т = \frac{1}{3\left(\frac{\mu_x}{\eta_x d_x} + \frac{\mu_0}{\eta_0 d_0}\right)} = \frac{1}{3\left(\frac{0,004}{0,7 \cdot 1,0} + 0\right)} = 58,5 \text{ см},$$

где для арматуры периодического профиля $\eta_x = \eta_0 = 0,7$.

Так как $l_т = 58,5$ см $< h_0 + 30d_{макс} = 74 + 30 \cdot 1,0 = 104$ см, принимаем $l_т = 58,5$ см.

Тогда по формуле (4.156)

$$a_т = 4\frac{t^2}{(\mu_x + \mu_0)E_a R_и^н} l_т = 4\frac{16,2^2}{(0,004 + 0)\, 2 \cdot 10^6 \cdot 260} \cdot 58,5 =$$

$$= 0,0295 \text{ см} = 0,29 \text{ мм} < [a_т]\, 0,3 \text{ мм}.$$

Ширина трещин, нормальных к продольной оси, и наклонных меньше предельной.

Глава 5

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

Предварительные напряжения в напрягаемой арматуре, принимаемые в расчете

При расчете предварительно напряженных железобетонных элементов в расчетные формулы вводятся предварительные растягивающие напряжения напрягаемой арматуры σ_0, возникающие до обжатия бетона либо в момент достижения бетоном нулевого напряжения от обжатия и внешней нагрузки в рассматриваемом сечении.

В зависимости от стадии работы рассчитываемого железобетонного элемента предварительные напряжения в арматуре принимаются:

без учета потерь предварительного напряжения — при назначении предварительного напряжения;

с учетом потерь предварительного напряжения, происходящих до окончания обжатия бетона,— при расчете в стадии предварительного обжатия, транспортирования и монтажа;

с учетом всех потерь предварительного напряжения — при расчете в стадии эксплуатации.

Величина предварительного напряжения σ_0 без учета потерь принимается по данным табл. 5.1.

Таблица 5.1. Величина предварительного напряжения σ_0 без учета потерь

Способ натяжения арматуры	Вид арматуры	Величина σ_0
Механический	Проволочная	$0,4R_а^н \leqslant \sigma_0 \leqslant 0,7$ (или 0,8) $R_а^н$
	Стержневая	$\sigma_0 \leqslant 0,9$ (или 1,0) $R_а^н$

Продолжение табл. 5.1

Способ натяжения арматуры	Вид арматуры	Величина σ_0
Электротермический	Проволочная	$0{,}4R_а^н + \Delta\sigma_0 \leqslant \sigma_0 \leqslant 0{,}7R_а^н - \Delta\sigma_0$
	Стержневая	$\sigma_0 \leqslant R_а^н - \Delta\sigma_0$

Примечание. Величины, указанные в скобках, могут приниматься в следующих случаях:

в арматуре сжатой зоны с целью повышения ее трещиностойкости при обжатии элемента, транспортировании и монтаже;

в кольцевой арматуре напорных труб;

при временной перетяжке арматуры с целью повышения ее предела пропорциональности;

при временной перетяжке арматуры с целью компенсации потерь от релаксации напряжений или неодновременного натяжения арматуры, от трения арматуры о стенки каналов и поверхность бетона, а также от температурного перепада между натянутой арматурой и устройствами, воспринимающими усилия натяжения.

При наличии перегибов проволочной арматуры, натягиваемой механическим способом (в анкерах в виде колец и штырей и др.), предварительные напряжения σ_0 не должны превышать $0{,}7\,R_а^н$.

В табл. 5.1 $\Delta\sigma_0$ — допустимое предельное отклонение предварительного напряжения σ_0 от заданного, принимаемое по табл. 5.2.

Таблица 5.2. **Допустимые предельные отклонения предварительного напряжения арматуры $\Delta\sigma_0$ при электротермическом способе натяжения**

Длина напрягаемой арматуры, *м*	$\Delta\sigma_0$, *кг/см²*	Длина напрягаемой арматуры, *м*	$\Delta\sigma_0$, *кг/см²*
5	1000	16	550
6,5	800	19	500
9,5	700	25 и более	450
13	600		

Значения предварительных напряжений арматуры вводятся в расчет с коэффициентом точности натяжения $m_т$ (табл. 5.3).

Таблица 5.3. **Значения коэффициентов точности предварительного напряжения арматуры $m_т$**

<table>
<tr><th rowspan="2">Расчет</th><th colspan="2">Механическое натяжение арматуры при расчете на действие</th><th colspan="2">Электротермическое натяжение арматуры при расчете на действие</th></tr>
<tr><th>внешних нагрузок</th><th>усилий обжатия</th><th>внешних нагрузок</th><th>усилий обжатия</th></tr>
<tr><td>По прочности для арматуры $A_к$</td><td>1,0</td><td rowspan="2">При натяжении арматуры на бетон — 1,1, на упоры — 1,0</td><td>1,0</td><td rowspan="4">1 + K, но не менее 1,1</td></tr>
<tr><td>То же, $A'_н$</td><td>1,1</td><td>1 + K, но не менее 1,1</td></tr>
<tr><td>По образованию трещин предварительно обжатой зоны нормального сечения</td><td>0,9</td><td rowspan="2">1,1, кроме случая расчета по формуле (5.77)</td><td rowspan="2">1 — K, но не более 0,9</td></tr>
<tr><td>То же, предварительно растянутой или менее обжатой зоны нормального сечения</td><td>1,1, кроме случая расчета по формуле (5.77)</td></tr>
</table>

Продолжение табл. 5.3

Расчет	Механическое натяжение арматуры при расчете на действие		Электротермическое натяжение арматуры при расчете на действие	
	внешних нагрузок	усилий обжатия	внешних нагрузок	усилий обжатия
То же, в наклонных сечениях	1,0		1—K, но не более 0,9	1+K, но не менее 1,1
По раскрытию трещин				
По деформациям	1,0 (при определении коэффициента ψ_a принимается $m_т = 0,9$)			

Примечания: 1. В таблице приняты обозначения:

$$K = 0{,}55\,\frac{\Delta\sigma_0}{\sigma_0}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right),$$

где σ_0 — предварительное напряжение арматуры без учета потерь;

$\Delta\sigma_0$ — допустимое предельное отклонение предварительного напряжения, определяемое по табл. 5.2;

n — число стержней, проволок, пучков или прядей, напрягаемых в отдельности, в элементе конструкции (в ребре плиты, балке и т. п.).

2. При определении потерь предварительного напряжения принимается $m_т = 1$.

Для предварительно напрягаемой продольной и поперечной арматуры в виде проволок, пучков или прядей без анкеров предварительные напряжения σ_0 при передаче их на бетон принимают линейно возрастающими по длине зоны анкеровки $l_{ан}$ и $l_{ан.х}$ (рис. 5.1) от нуля у начала заделки до величины σ_0.

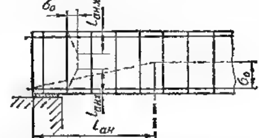


Рис. 5.1. Схема изменения расчетных сопротивлений в пределах длины зоны анкеровки предварительно напряженной арматуры без анкеров, выполненной из высокопрочной проволоки, пучков или прядей.

При мгновенном спуске натяжения предварительные напряжения σ_0 на участке с нарушенным сцеплением у конца арматуры перед зоной анкеровки принимаются равными нулю.

Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

При расчете предварительно напряженных железобетонных конструкций и назначении для них контролируемого напряжения следует учитывать потери предварительного напряжения арматуры в порядке, приведенном в табл. 5.4.

Таблица 5.4. **Порядок учета потерь предварительного напряжения**

Способ натяжения	Потери, происходящие	
	до окончания обжатия бетона	после обжатия бетона
На упоры	От релаксации напряжений стали От деформации анкеров От деформации форм (при натяжении арматуры на формы) От температурного перепада (при пропаривании или подогреве бетона)	От усадки бетона От ползучести бетона От воздействия многократно повторяющейся нагрузки

Продолжение табл. 5.4

Способ натяжения	Потери, происходящие	
	до окончания обжатия бетона	после обжатия бетона
На бетон	От деформации анкеров От деформации швов между блоками От трения арматуры о стенки каналов или поверхность бетона	От усадки бетона От ползучести бетона От релаксации напряжений стали От смятия бетона под витками спиральной арматуры От воздействия многократно повторяющейся нагрузки

Суммарную величину всех потерь следует принимать не менее 1000 *кг/см*².

При применении повторного натяжения арматуры на бетон, выполняемого в процессе изготовления и выдержки конструкции с целью компенсации потерь предварительного напряжения, допускается снижать их на величину потерь напряжения арматуры, происходящих в период между первым и вторым натяжениями, $\Delta\sigma_п$. Однако это снижение должно составлять не более 50% потерь, принимаемых для элементов при отсутствии повторного натяжения.

При применении в элементе нескольких пучков или стержней арматуры, натягиваемых на бетон неодновременно, следует учитывать снижение или повышение напряжений в арматуре, натянутой ранее, вследствие упругого обжатия бетона усилиями пучков или стержней, натягиваемых позднее.

Потери предварительного напряжения от температурного перепада при пропаривании или подогреве бетона определяются по разности между температурой прогрева изделий и температурой, при которой натягивается арматура. Расчетный температурный перепад рекомендуется при этом принимать не более 40° С.

Значения потерь предварительного напряжения при расчетах предварительно напряженных элементов принимаются по данным табл. 5.5.

Таблица 5.5. **Потери предварительного напряжения арматуры $\sigma_п$**

№ п.п	Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения	Величина потерь предварительного напряжения, *кг/см*²
1	Усадка тяжелого бетона	При натяжении на упоры $\sigma_п = 400$; при натяжении на бетон $\sigma_п = 300$
2	Ползучесть тяжелого бетона	$\sigma_п = \frac{k_1 k_2 E_а R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0{,}5\right)\right]$, где $\sigma_б$ — сжимающие напряжения в бетоне от усилий предварительного обжатия на уровне центра тяжести рассматриваемой арматуры с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона; k_1 — коэффициент, принимаемый равным 1,0 при натяжении арматуры на упоры и 0,75 — при натяжении арматуры на бетон; k_2 — коэффициент, принимаемый равным 1,0 при применении арматуры из высокопрочной арматурной проволоки и 0,8 — при применении других видов арматуры; R — проектная марка бетона по прочности на сжатие; R_0 — кубиковая прочность бетона при его предварительном напряжении. При $\sigma_б \leqslant 0{,}5R_0$ величины, стоящие в круглых скобках, принимаются равными нулю

Продолжение табл. 5.5

№ п.п	Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения	Величина потерь предварительного напряжения, *кг/см²*
3	Релаксация напряжений в арматуре	Для арматуры из высокопрочной проволоки и прядей $\sigma_п = \left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_а^н} - 0{,}1\right)\sigma_0$, где σ_0 — предварительное напряжение в напрягаемой арматуре без учета потерь. При $\sigma_0 < 0{,}37R_а^н$ величина потерь принимается равной нулю. Для горячекатаной стали классов А-I, А-II, А-III, А-IIв и А-IIIв потери от релаксации напряжений не учитываются. Для горячекатаной арматуры классов А-IV и А-V, а также термически упрочненной арматуры классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI при $\sigma_0 \leqslant R_а^н$ и механическом способе натяжения арматуры $\sigma_п = 0{,}1\sigma_0 - 200 \geqslant 0$. Для горячекатаной арматуры класса А-IV марки 80С при механическом способе натяжения и величине $\sigma_0 = 4000$ *кг/см²* и менее $\sigma_п = 0$. При электротермическом способе натяжения стержневой арматуры при $\sigma_0 \geqslant 0{,}7R_а^н$ $\sigma_п = 0$, а при $\sigma_0 > 0{,}7R_а^н$ $\sigma_п = 0{,}03\sigma_0$
4	Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств: обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента $\lambda_1 = 1$ *мм* на каждый анкер; деформации анкеров стаканного типа, колодок с пробками для пучковой арматуры, анкерных гаек и захватов для стержневой арматуры $\lambda_2 = 1$ *мм* на каждый анкер или захват	$\sigma_п = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} E_а$, где l — длина натягиваемого стержня или пучка, *мм*. При применении анкеров в виде плотно завинчиваемых гаек и клиновых шайб потери принимаются равными нулю
5	Трение пучков, прядей или стержней арматуры о стенки каналов или поверхность бетона	$\sigma_п = \sigma_н\left(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$, где $\sigma_н$ — контролируемое предварительное напряжение; допускается вместо $\sigma_н$ представлять предварительные напряжения σ_0 без учета потерь; k — коэффициент, учитывающий отклонение канала от его проектного положения на 1 *м* длины (табл. 5.6); μ — коэффициент трения арматуры о стенки канала (см. табл. 5.6); x — длина канала от расчетного сечения до натяжного устройства, *м*; для линейных элементов допускается принимать величину x равной длине проекции указанного участка канала на продольную ось элемента; θ — центральный угол дуги, образуемой арматурой на криволинейном участке канала, расположенной между рассматриваемым сечением и ближайшим натяжным устройством в радианах, т. е. $\theta = \frac{\varphi}{57{,}3}$ (рис. 5.2). При определении потерь $\sigma_п$ рекомендуется пользоваться табл. 5.7

Продолжение табл. 5.5

№ п.п	Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения	Величина потерь предварительного напряжения, *кг/см²*
6	Деформация стальных форм для изготовления железобетонных элементов при механическом натяжении арматуры	$\sigma_п = \frac{\Delta l}{l} E_а$, где Δl — перемещение упоров (штырей) на уровне и в направлении рассматриваемого стержня или проволоки из-за деформации формы от усилий предварительного натяжения арматуры, проявляющееся после фиксирования контролируемых напряжений в рассматриваемом стержне или проволоке; l — длина стержня или проволоки. При отсутствии данных о формах потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре вследствие деформации форм разрешается принимать равными 300 *кг/см²*. При одновременном натяжении арматуры домкратом, опертом на упоры формы, потери предварительного напряжения от деформации формы принимаются равными нулю
7	Деформация обжатия швов между блоками, заполненных бетоном или раствором	$\sigma_п = \frac{n\lambda}{l} E_а$, где n — количество швов конструкции на длине натягиваемой арматуры; l — длина натягиваемого стержня или пучка, *мм*; $\lambda = 1$ *мм* на каждый шов, заполненный бетоном или раствором, и $\lambda = 0{,}5$ *мм* на каждый шов при стыковании насухо
8	Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры при диаметре конструкции до 3 *м*	$\sigma_п = 300$
9	Изменение разности температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилия натяжения	$\sigma_п = 20\Delta t$, где Δt — разность в градусах, между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения
10	Воздействие многократно повторяющейся нагрузки, учитываемое только при расчете на выносливость	$\sigma_п = 600\frac{\sigma_б}{R'_б}$, где $\sigma_б$ — сжимающие напряжения в бетоне от усилий предварительного обжатия с учетом всех потерь, кроме рассматриваемых в настоящем пункте, на уровне центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры; $R'_б$ — расчетное сопротивление бетона смятию при расчете на выносливость, принимаемое в зависимости от вида напряженного состояния при предварительном обжатии

Значения потерь предварительного напряжения от усадки легких бетонов принимаются (*кг/см²*):

Для бетонов на кварцевом песке при натяжении:	
на упоры	450
на бетон	350
Для бетонов на пористых песках при натяжении:	
на упоры	550
на бетон	450

Таблица 5.6. **Значения коэффициентов k и μ**

Канал	Значения k	Значения μ при арматуре в виде	
		пучков, прядей и гладких стержней	стержней периодического профиля
С металлической поверхностью	0,003	0,35	0,4
С бетонной поверхностью, образованный жестким каналообразователем	0	0,55	0,65
То же, гибким каналообразователем	0,0015		

Потери предварительного напряжения от ползучести легкого бетона могут приниматься по формуле п. 2 табл. 5.5 с введением понижающих коэффициентов для бетонов: 0,8 — на кварцевом песке и 0,9 — на пористых песках.

Напряжения в бетоне $\sigma_б$ для вычисления потерь предварительных напряжений от ползучести бетона определяют:

на уровне центра тяжести всей продольной арматуры, если эпора сжимающих напряжений прямоугольная или близка к ней;

на уровне центра тяжести всей арматуры наиболее обжатой зоны поперечного сечения элемента, если на грани противоположной зоны сечения сжимающие напряжения близки к нулю либо там возникают растягивающие напряжения; при этом в арматуре менее напряженной зоны сечения потери напряжения от ползучести бетона принимают равными нулю;

Рис. 5.2. Схема изменения усилий в напрягаемой арматуре криволинейного очертания, принимаемая при определении потерь предварительного напряжения от трения арматуры о стенки канала или о поверхность бетона.

на уровне центра тяжести всей арматуры наиболее обжатой зоны и отдельно на уровне центра тяжести всей арматуры менее обжатой зоны, если эпюра напряжений трапециевидная; при этом, для конструкций, собственный вес которых или иная нагрузка при определении натяжений расчетом не учитывались, но могут разгрузить обжатую зону и одновременно повысить сжимающее напряжение менее нагруженной зоны непосредственно после обжатия бетона, допускается определять напряжения бетона на уровне центра тяжести всей продольной арматуры и по этому напряжению находить величину потерь от ползучести одинаково для всей арматуры.

При определении напряжений в бетоне $\sigma_б$, кроме усилий предварительного обжатия, следует учитывать внешние нагрузки, действующие при обжатии бетона и остающиеся при эксплуатации конструкции (например собственный вес, если он оказывает влияние на распределение напряжений в элементе в процессе обжатия).

Величина потерь от усадки и ползучести бетона по п. 1 и 2 табл. 5.5 определяется для расчета конструкций в стадии эксплуатации.

Для промежуточных стадий работы конструкции, например при контрольных заводских испытаниях, величина потерь от усадки и ползучести бетона, определенная по п. 1 и 2 табл. 5,5, умножается на коэффициент $\beta = \frac{4t}{100 + 3t}$, где t — время, сутки, отсчитываемое при определении потерь от усадки бетона со дня окончания бетонирования конструкции, а при

Таблица 5.7. Значения $\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\Theta}}\right)$

$kx+\mu\Theta$	$1-\frac{1}{e^{kx+\mu\Theta}}$	$kx+\mu\Theta$	$1-\frac{1}{e^{kx+\mu\Theta}}$	$kx+\mu\Theta$	$1-\frac{1}{e^{kx+\mu\Theta}}$
0,00	0,000	1,00	0,632	2,00	0,865
0,05	0,049	1,05	0,650	2,05	0,871
0,10	0,095	1,10	0,667	2,10	0,877
0,15	0,139	1,15	0,683	2,15	0,883
0,20	0,181	1,20	0,699	2,20	0,889
0,25	0,221	1,25	0,713	2,25	0,895
0,30	0,259	1,30	0,727	2,30	0,900
0,35	0,295	1,35	0,741	2,35	0,905
0,40	0,330	1,40	0,754	2,40	0,909
0,45	0,362	1,45	0,766	2,45	0,914
0,50	0,393	1,50	0,777	2,50	0,918
0,55	0,423	1,55	0,788	2,55	0,922
0,60	0,451	1,60	0,798	2,60	0,926
0,65	0,478	1,65	0,808	2,65	0,929
0,70	0,503	1,70	0,817	2,70	0,933
0,75	0,528	1,75	0,826	2,75	0,936
0,80	0,551	1,80	0,835	2,80	0,939
0,85	0,573	1,85	0,843	2,85	0,942
0,90	0,593	1,90	0,840	2,90	0,945
0,95	0,613	1,95	0,858	2,95	0,948

определении потерь от ползучести бетона — со дня его предварительного обжатия.

Если заранее известно, что предварительно напряженная конструкция подвергается воздействию собственного веса и внешних нагрузок более чем через 100 суток после обжатия бетона, то величина потерь в стадии эксплуатации определяется при значении β, соответствующем фактическому сроку загружения конструкции.

При определении потерь от усадки и ползучести бетона должны быть учтены следующие указания:

в конструкциях, подвергаемых для ускорения твердения бетона пропариванию или прогреву, потери от усадки и ползучести бетона во всех случаях следует принимать, как для конструкций с натяжением арматуры на упоры;

для напорных труб, резервуаров, свай и других конструкций, находящихся в условиях повышенной влажности, величины потерь от усадки и ползучести бетона, указанные в п. 1 и 2 табл. 5,5 допускается снижать на 50%;

для конструкций, предназначенных к эксплуатации в сухом и жарком климате (например в районах Средней Азии), потери от усадки и ползучести бетона должны увеличиваться на 20—30%;

в предварительно напряженных хомутах потери напряжений за счет ползучести бетона не учитываются.

Предварительные напряжения в ненапрягаемой арматуре от усадки и ползучести бетона

При расчете предварительно напряженных железобетонных элементов следует учитывать предварительные сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_a от усадки и ползучести бетона.

В зависимости от стадии работы элемента, для которой выполняется расчет, сжимающие напряжения σ_a принимаются равными:

в стадии предварительного обжатия элемента — потерям напряжения от усадки бетона;

в стадии эксплуатации конструкции — сумме потерь напряжения от усадки и ползучести бетона.

Для стадии предварительного обжатия элемента, выполняемого не позднее трех суток после его изготовления, напряжения σ_a от усадки принимаются равными нулю.

Усилие продольного предварительного обжатия

Усилие продольного предварительного обжатия определяется как равнодействующая составляющих усилий предварительных напряжений в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре $A_н$ и $A_а$, параллельных продольной оси элемента.

Усилие продольного предварительного обжатия N_0 и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения e_0, учитываемые в расчете, определяются:

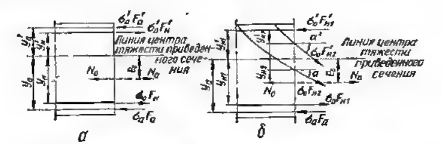


Рис. 5.3. Схема распределения усилий от предварительного напряжения арматуры, действующих в сечении предварительно напряженного элемента:
а — при арматуре, параллельной продольной оси элемента; *б* — при криволинейной (отогнутой) арматуре.

в сечениях с арматурой, параллельной продольной оси (рис. 5.3, *а*), по формулам:

$$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma_0' F_н' - \sigma_а F_а - \sigma_а' F_а'; \tag{5.1}$$

$$e_0 = \frac{\sigma_0 F_н y_н - \sigma_0' F_н' y_н' - \sigma_а F_а y_а + \sigma_а' F_а' y_а'}{N_0}; \tag{5.2}$$

в сечениях с отогнутой криволинейной арматурой (см. рис. 5.3, *б*) значения σ_0 и σ_0' умножаются соответственно на $\cos\alpha$ и $\cos\alpha'$, где α и α' — углы наклона напрягаемой арматуры к продольной оси элемента.

В формулах (5.1) и (5.2) приняты обозначения:

$y_н$ и $y_н'$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения соответственно до точек приложения усилий от предварительных напряжений в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре;

σ_0 и σ_0' — предварительные напряжения в напрягаемой продольной арматуре в рассматриваемом сечении с учетом коэффициента точности натяжения $m_т$ (см. табл. 5.3) и потерь предварительного напряжения в зависимости от стадии работы элемента;

$\sigma_а$ и $\sigma_а'$ — напряжения в ненапрягаемой арматуре от усадки и ползучести бетона, принимаемые в зависимости от стадии работы элемента.

При расположении равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре на грани ядра сечения или вблизи его допускается принимать $\sigma_а' = 0$.

Предварительные напряжения в арматуре, контролируемые в процессе натяжения

Контролируемые предварительные напряжения $\sigma_к$ в арматуре, натягиваемой на упоры, принимаются равными предварительным натяжениям σ_0 без учета потерь, т. е.

$$\sigma_к = \sigma_0. \tag{5.3}$$

Контролируемые предварительные напряжения $\sigma_к$, $\sigma_к'$ арматуры, натягиваемой на затвердевший бетон, определяются в расчетных сечениях по

формулам

$$\left.\begin{aligned} \sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_п} + \frac{N_0 e_0 y_н}{I_п}\right); \\ \sigma_н' = \sigma_0' - n\sigma_б' = \sigma_0' - n\left(\frac{N_0}{F_п} - \frac{N_0 e_0 y_н'}{I_п}\right), \end{aligned}\right\} \quad (5.4)$$

где σ_0 и σ_0' — предварительные напряжения без учета потерь, учитываемые в расчетном сечении;

$F_п$ и $I_п$ — геометрические характеристики приведенного сечения, вычисленные без учета напрягаемой арматуры.

Величину N_0 определяют после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона.

Контролируемое напряжение устанавливается по наибольшему значению из контролируемых напряжений, вычисленных для каждого расчетного сечения.

При применении в элементе нескольких пучков или стержней арматуры, натягиваемых на бетон неодновременно, контролируемые напряжения в пучках или стержнях группы арматуры k определяются с учетом изменения напряжений в них от упругого обжатия бетона усилиями пучков или стержней, натягиваемых позднее, по формуле

$$\sigma_{нk} = \sigma_н \pm n \sum_{i=1}^{t} \sigma_{бki}, \quad (5.5)$$

где $\sigma_{бki}$ — среднее по длине арматуры рассматриваемой группы k напряжение в бетоне на уровне центра ее тяжести от упругого обжатия бетона усилием группы арматуры i, натягиваемой позднее;

$\sigma_н$ — напряжение в арматуре, определяемое по формуле (5.4);

t — число групп арматуры, натягиваемых позднее группы k.

Знак плюс в формуле (5.5) принимается при сжимающих напряжениях $\sigma_{бki}$, минус — при растягивающих.

При прямолинейных и параллельных продольной оси элемента пучках (стержнях) и постоянном поперечном сечении элемента величину $\sigma_{бki}$ определяют по формуле (5.10), вычисляя N_0 и e_0 только от арматуры, натягиваемой после рассматриваемой группы.

При пучках криволинейных или непараллельных продольной оси элемента допускается определять величину $\sigma_{бki}$ как среднее арифметическое напряжений, вычисленных в характерных сечениях по длине натягиваемой группы арматуры.

Средние напряжения в бетоне элемента переменного по длине сечения определяются по формуле

$$\sigma_б = \frac{\Sigma \sigma_{бj} l_j}{L}, \quad (5.6)$$

где $\sigma_{бj}$ — среднее напряжение в бетоне на участке длиной l_j;

L — полная длина элемента в пределах рассматриваемого пучка (стержня).

В качестве контролируемых напряжений принимаются средние значения для отдельных групп последовательно напрягаемой арматуры.

Если принятые контролируемые напряжения $\sigma_н$ при натяжении на бетон по технологическим причинам значительно отличаются от полученных по расчету, необходимо уточнить величину предварительного напряжения σ_0 по формулам:

при одновременном натяжении всей арматуры

$$\sigma_0 = \sigma_н + n\left(\frac{N_п}{F_п} \pm \frac{N_н e_н y_н}{I_п}\right); \quad (5.7)$$

при последовательном натяжении арматуры для пучка (стержня) k

$$\sigma_{0k} = \sigma_н + n\left(\frac{N_п}{F_п} \mp \frac{N_п e_0 y_н}{I_п}\right) \pm \Sigma\sigma_{бki}, \quad (5.8)$$

где $N_н$ — усилие во всей напрягаемой арматуре от принятых контролируемых напряжений $\sigma_н$ за вычетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона;

$\Sigma\sigma_{бki}$ — среднее напряжение в бетоне на уровне рассматриваемого пучка k от упругого обжатия бетона усилием арматуры, натягиваемой позднее, вычисленным по контролируемым напряжениям $\sigma_н$ за вычетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона. Знаки величины $\Sigma\sigma_{бki}$ соответствуют принимаемым в формуле (5.5).

Напряжения в железобетонных элементах

Напряжения в арматуре и бетоне определяются:

при расчете на прочность железобетонных элементов, схемы предельных состояний которых еще не установлены или для которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечении;

при расчете предварительно напряженных железобетонных элементов по образованию трещин в наклонных сечениях;

при расчете железобетонных элементов на воздействие многократно повторяющейся нагрузки;

при установлении контролируемых предварительных напряжений в арматуре, натягиваемой на бетон;

при определении потерь предварительного напряжения от ползучести бетона и др.

Напряжения в бетоне и арматуре в рассматриваемом сечении определяются по упругой схеме как сумма напряжений от воздействия усилий предварительного обжатия и внешней нагрузки. При этом геометрические характеристики железобетонного сечения вычисляются по приведенному сечению бетона.

В качестве приведенного сечения бетона принимается сечение бетона и приведенное к бетону с помощью коэффициентов приведения $n = \frac{E_а}{E_б}$ — сечение арматуры.

Элементы сечения, выполняемые из бетонов различных марок, приводятся к бетону одной марки i с помощью коэффициентов приведения $n_{бi} = \frac{E_{бi}}{E_б}$.

Значения коэффициентов приведения n и $n_{бi}$ приведены в табл. 5.8.

Таблица 5.8. Значения коэффициентов приведения n и $n_{бi}$ для тяжелого бетона

Коэффициент приведения	Класс арматуры и марка бетона	Марка бетона						
		100	150	200	300	400	500	600
n	Горячекатаная сталь классов А-I, А-II, А-IIв	11,0	9,1	7,9	6,7	6,0	5,5	5,2
	То же, А-III, А-IIIв, А-IV	10,5	8,7	7,5	6,3	5,7	5,3	5,0
	Проволока обыкновенная и высокопрочная, пучки и пряди	9,5	7,8	6,8	5,7	5,1	4,7	4,5
	Канаты	8,4	6,9	6,0	5,1	4,6	4,2	4,0
$n_{бi}$	Марка бетона: 100	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5
	150	1,2	1,0	0,9	0,7	0,7	0,6	0,5
	200	1,4	1,1	1,0	0,8	0,8	0,7	0,7
	300	1,4	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,8
	400	1,4	1,4	1,3	1,1	1,0	0,9	0,9
	500	1,4	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9
	600	1,4	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1	1,0

Геометрические характеристики приведенного сечения определяются по формулам табл. 5.9.

Таблица 5.9. **Геометрические характеристики приведенного сечения**

Наименование характеристик	Значения характеристик сечений
Площадь приведенного сечения	$F_п = F + nF_а + nF'_а + nF_н + nF'_н$
Статический момент приведенного сечения	$S_п = S + nS_а + nS'_а + nS_н + nS'_н$
Момент инерции приведенного сечения	$I_п = I + nI_а + nI'_а + nI_н + nI'_н$
Положение центра тяжести приведенного сечения бетона ($y_ц$ и $S_п$ определяются относительно любой оси)	$y_ц = \frac{S_п}{F_п}$
Радиус инерции приведенного сечения	$r_п = \sqrt{\frac{I_п}{F_п}}$
Положение ядровой точки относительно центра тяжести приведенного сечения (радиус ядра сечения)	$r_я = \frac{W_п}{F_п} = \frac{I_п}{F_п y_я}$

Примечания: 1. В таблице приняты обозначения: F, S, I — площадь, статический момент и момент инерции сечения бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения; $F_а$, $F_н$, $S_а$, $S_н$ и $I_а$, $I_н$ — то же, сечений арматуры относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения; $W_п$ — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна; $y_я$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до грани, наиболее удаленной от определяемой ядровой точки.

2. Уменьшение площади сечения бетона за счет каналов, пазов, расположенной внутри арматуры и т. п. может не учитываться, если общая площадь ослаблений не превышает 3% от площади сечения бетона.

3. Если общая площадь арматуры составляет не более 2% от площади сечения бетона, значения геометрических характеристик допускается определять относительно центра тяжести бетонного сечения. Если площадь арматуры составляет не более 0,8% от площади сечения бетона, допускается при определении геометрических характеристик приведенного сечения не учитывать арматуру.

4. Ширина сжатых полок при определении геометрических характеристик тавровых, двутавровых и других сечений учитывается в соответствии с указаниями на стр. 66.

Момент сопротивления сечения при пластическом кручении определяется по формуле

$$W_к = 2V, \tag{5.9}$$

где V — объем тела, ограниченного поверхностью равного ската с углом наклона 45° к плоскости сечения, построенного на рассматриваемом сечении.

Значения моментов сопротивления при пластическом кручении некоторых типов сечений определяются по формулам:

для прямоугольного сечения

$$W_к = \frac{b^2}{6}(3h - b),$$

где h и b — соответственно больший и меньший размеры сечения;

для тонкого прямоугольного сечения при $b < 0,1\,h$

$$W_к = 0,5hb^2;$$

для тавровых, двутавровых и других сечений, разделяющихся на отдельные прямоугольные фигуры

$$W_к = \sum W_{кi},$$

где $W_{кi}$ — моменты сопротивления отдельных прямоугольных фигур;

для кольцевых сечений

$$W_к = \frac{2\pi}{3}(r_н^3 - r_в^3),$$

где $r_н$ и $r_в$ — соответственно наружный и внутренний радиусы кольца.

Предельные напряжения в арматуре и бетоне от усилий предварительного обжатия определяются в зависимости от стадии работы элемента:

с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия элемента — при расчете в стадии предварительного обжатия, транспортирования, монтажа;

с учетом всех потерь предварительного напряжения — при расчете в стадии эксплуатации (установившиеся предварительные напряжения).

Нормальные предварительные напряжения в бетоне в поперечном сечении элемента от усилий предварительного обжатия определяются по формуле

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_п} \pm \frac{N_0 e_0 y}{I_п}, \qquad (5.10)$$

где N_0 — усилие продольного предварительного обжатия в рассматриваемом сечении;

e_0 — эксцентриситет усилия N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения;

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяется напряжение.

Напряжения обжатия бетона, вычисленные без учета потерь предварительного напряжения, не должны превышать величину kR_0, где R_0 — кубиковая прочность бетона. Значения коэффициента k приведены в табл. 5.10.

Таблица 5.10. **Значения коэффициента** k

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Расчетная температура воздуха			
		выше —40° С		—40° С и ниже	
		Обжатие			
		центральное	внецентренное	центральное	внецентренное
Предварительно обжатая зона сечения от воздействия внешних нагрузок удлиняется и в стадии эксплуатации может испытывать незначительное сжатие или растяжение	На упоры	0,7	0,8	0,5	0,6
	На бетон	0,6	0,7	0,4	0,5
Предварительно обжатая зона сечения от воздействия внешних нагрузок получает дополнительное укорочение (сжатие)	На упоры	0,5	0,55	0,35	0,4
	На бетон	0,45	0,5	0,3	0,35

Напряжения в напрягаемой арматуре от действия усилий предварительного обжатия определяются по формулам

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_п} + \frac{N_0 e_0 y_н}{I_п}\right); \qquad (5.11)$$

$$\sigma_н' = \sigma_0' - n\left(\frac{N_0}{F_п} - \frac{N_0 e_0 y_н'}{I_п}\right), \qquad (5.12)$$

где $y_н$ и $y_н'$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемой арматуры.

Нормальные напряжения в бетоне и в продольной арматуре в поперечном сечении элемента от действия внешних нагрузок определяются по формулам:

при изгибе

$$\sigma_б = \frac{M}{I_п} y, \qquad (5.13)$$

$$\sigma_а = n\frac{M}{I_п} y_а; \qquad (5.14)$$

при внецентренном сжатии

$$\sigma_б = \frac{N}{F_п} \pm \frac{M\eta}{I_п} y, \qquad (5.15)$$

$$\sigma_а = n\left(\frac{N}{F_п} \pm \frac{M\eta}{I_п} y_а\right); \qquad (5.16)$$

при внецентренном растяжении

$$\sigma_б = \frac{N}{F_п} \pm \frac{M}{I_п} y, \qquad (5.17)$$

$$\sigma_а = n\left(\frac{N}{F_п} \pm \frac{M}{I_п} y_а\right), \qquad (5.18)$$

где y и $y_а$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемых точек бетона и арматуры;
η — коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба при внецентренном сжатии.

При наличии в сечении бетонов различных марок нормальные напряжения в бетоне марки i определяются по формуле

$$\sigma_{бi} = n_{бi}\sigma_б, \qquad (5.19)$$

где $\sigma_б$ — напряжение в бетоне, вычисленное для сечения, приведенного к бетону одной марки;
$n_{бi}$ — коэффициент приведения, принимаемый по табл. 5.8.

Главные растягивающие напряжения определяются по формуле

$$\sigma_{г.р} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}, \qquad (5.20)$$

где σ_x — суммарные нормальные напряжения в бетоне от усилий предварительного обжатия и внешних нагрузок;
σ_y — сжимающие напряжения в бетоне, действующие в направлении, перпендикулярном продольной оси элемента и вызванные влиянием предварительного напряжения поперечной и отогнутой арматуры, а также местных сжимающих напряжений вблизи опор или грузов;
τ — скалывающие напряжения в бетоне.

Растягивающие напряжения подставляются в формулу (5.20) со знаком плюс, сжимающие — со знаком минус.

Абсолютное значение напряжений в бетоне σ_y от предварительного напряжения поперечной и отогнутой арматуры определяется по формуле

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{0x}F_{н.х}}{u_x b} + \frac{\sigma_0 F_{н.о}}{u_0 b}\sin\alpha, \qquad (5.21)$$

где $F_{н.х}$ — площадь сечения всех напрягаемых хомутов, расположенных в одной, нормальной к оси элемента плоскости;
$F_{н.о}$ — площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на участке $u_0 = \frac{h}{2}$, расположенном симметрично относительно рассматриваемого сечения (рис. 5.4);
$\sigma_{0х}$ и σ_0 — предварительное напряжение в напрягаемой поперечной арматуре (хомутах) и в напрягаемой отогнутой криволинейной арматуре в рассматриваемом сечении с учетом всех потерь;
$u_х$ — шаг хомутов;
α — угол наклона отогнутой арматуры к продольной оси элемента.

Местные сжимающие напряжения, возникающие вблизи места приложения опорных реакций и сосредоточенных сил, приложенных к верхней грани балки (рис. 5.5) определяются по формулам:

при $y \leqslant 0{,}4h$ и $x \leqslant 2{,}5y$

$$\sigma_y = \frac{0{,}4P}{bh}\left(\frac{h}{y} - 1\right)\left(1 - \frac{0{,}4x}{y}\right); \qquad (5.22)$$

при $y > 0{,}4h$ и $x < h$

$$\sigma_y = \frac{P}{bh}\left(1 - \frac{y}{h}\right)\left(1 - \frac{x}{h}\right), \qquad (5.23)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки;

P — величина опорной реакции или сосредоточенной нагрузки.

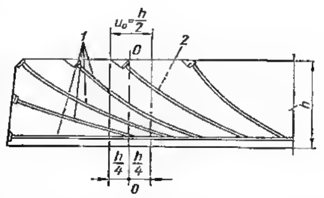


Рис. 5.4. Криволинейная отогнутая напрягаемая арматура, учитываемая при определении предварительных напряжений в бетоне:

1 — арматура, учитываемая при определении напряжений τ в сечении $O—O$; *2* — арматура, учитываемая при определении напряжений σ_y на участке u_0.

Скалывающие напряжения в бетоне определяются по формуле

$$\tau = \frac{QS_{\text{п}}}{I_{\text{п}}b}, \qquad (5.24)$$

где $S_{\text{п}}$ — статический момент соответствующей части приведенного сечения, расположенной по одну сторону от рассматриваемого волокна относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

b — ширина сечения на уровне рассматриваемого волокна.

Величина поперечной силы Q, подставляемой в формулу (5.24), при расчете элементов с напрягаемой наклонной или криволинейной арматурой

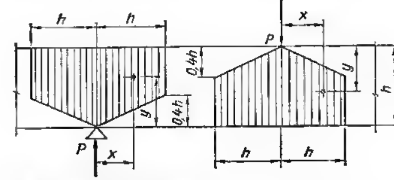


Рис. 5.5. Схема распределения местных сжимающих напряжений вблизи места приложения опорных реакций и сосредоточенных грузов.

определяется по формуле

$$Q = Q_{\text{в}} - Q_{\text{пр}}, \qquad (5.25)$$

где $Q_{\text{в}}$ — поперечная сила от внешней нагрузки;

$$Q_{\text{пр}} = \Sigma N_0 \sin\alpha; \qquad (5.26)$$

N_0 — усилие в пучке, заканчивающемся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенным на расстоянии $\frac{h}{4}$ от рассматриваемого сечения $O—O$ (см. рис. 5.4), определяемое с учетом всех потерь.

При переменной высоте балки значения поперечной силы для вычисления касательных напряжений определяются по формуле

$$Q = Q_1 \pm \frac{M_1}{h_0}\operatorname{tg}\beta, \qquad (5.27)$$

где β — угол наклона грани балки к продольной оси;

Q_1 и M_1 — поперечная сила и изгибающий момент в рассматриваемом поперечном сечении, вычисленные без учета предварительного напряжения.

В формуле (5.27) знак минус принимается, если высота балки возрастает с увеличением изгибающего момента по абсолютной величине, знак плюс — если высота убывает.

При совместном действии изгиба и кручения величина τ, подставленная в формулу (5.20), определяется как сумма напряжений от кручения $\tau_к$ и изгиба. При этом величину $\tau_к$ допускается определять по формуле пластического кручения, принимая, что напряжения $\tau_к$ одинаковы по всему сечению элемента:

$$\tau_к = \frac{M_к}{W_к}, \qquad (5.28)$$

где $W_к$ — момент сопротивления при пластическом кручении, определяемый по формуле (5.9).

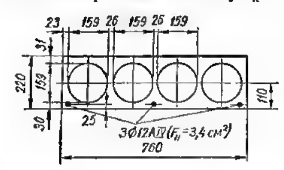


Рис. 5.6. Схема поперечного сечения плиты перекрытия.

Пример 5.1. Определить величину усилия предварительного обжатия N_0 в середине пролета плиты длиной $l = 6{,}26$ *м* (рис. 5.6). Расчетные данные: бетон марки 200 (кубиковая прочность при обжатии $R_0 = 140$ *кг/см²*, $E_б = 2{,}65 \cdot 10^5$ *кг/см²*); арматура из горячекатаной стали класса A-IV ($R_а^н = 6000$ *кг/см²*, $E_а = 2 \cdot 10^6$ *кг/см²*), $F_н = 3{,}4$ *см²* (3 ∅ 12). Натяжение арматуры производится на упоры электротермическим способом. Все стержни натягиваются одновременно. Температурный перепад между упорами и напрягаемой арматурой $\Delta t = 20°$.

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения по формулам табл. 5.9 с учетом того, что $F_а = F_а' = F_н' = 0$.

По табл. 5.9 для бетона марки 200 и арматуры из горячекатаной стали класса A-IV находим $n = 7{,}5$.

Площадь приведенного сечения

$$F_п = F + nF_н = 76 \cdot 22 - 4\,\frac{3{,}14 \cdot 15{,}9^2}{4} + 7{,}5 \cdot 3{,}4 = 903{,}4\ см^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_п = S + nS_н = 76 \cdot 22 \cdot 11 - 3{,}14 \cdot 15{,}9^2 \cdot 11 + 7{,}5 \cdot 3{,}4 \cdot 2{,}5 = 9724\ см^3.$$

Расстояние от нижней грани плиты до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S_п}{F_п} = \frac{9724}{903{,}4} = 10{,}8\ см.$$

Так как отклонение положения центра тяжести приведенного сечения от геометрического центра невелико, принимаем при вычислении момента инерции приведенного сечения $y = 11$ *см*.

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести

$$I_п = I + nI_н = 76 \cdot 22^3 \cdot \frac{1}{12} - 4 \cdot 0{,}05 \cdot 15{,}9^4 + 7{,}5 \cdot 3{,}4 \cdot 8{,}5^2 = 56\,500\ см^4.$$

Величину предварительного напряжения арматуры без учета потерь принимаем по данным табл. 5.1. При этом по табл. 5.2 находим при длине напрягаемой арматуры около 6,5 *м* допустимое отклонение предварительного напряжения $\Delta\sigma_0 = 800$ *кг/см²*.

Тогда

$$\sigma_0 = R_а^н - \Delta\sigma_0 = 6000 - 800 = 5200\ кг/см^2.$$

Согласно табл. 5.4 до окончания обжатия бетона учитываем следующие потери предварительного напряжения:

а) от релаксации напряжений стали (табл. 5.5, п. 3). Так как $\sigma_0 = 5200 > 0{,}7R_а^н = 0{,}7 \cdot 6000 = 4200$ *кг/см²*

$$\sigma_п = 0{,}03\sigma_0 = 0{,}03 \cdot 5200 = 156\ кг/см^2;$$

б) от деформации анкеров (табл. 5.5, п. 4)

$$\sigma_п = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} E_а = \frac{0{,}1 + 0{,}1}{626} \cdot 2 \cdot 10^6 = 640\ кг/см^2;$$

в) от деформации формы (табл. 5.5, п. 6)

принимаем $\sigma_п = 500$ *кг/см²*;

г) от температурного перепада между упорами и напрягаемой арматурой (табл. 5.5, п. 9)

$$\sigma_{п} = 20\Delta t = 20 \cdot 20 = 400 \ кг/см^2.$$

Сумма потерь, происходящих до окончания обжатия,

$$\Sigma\sigma_{пI} = 156 + 640 + 500 + 400 = 1696 \ кг/см^2.$$

Величина предварительного напряжения с учетом первых потерь

$$\sigma_{0I} = \sigma_0 - \Sigma\sigma_{пI} = 5200 - 1696 = 3504 \ кг/см^2.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$N_{0I} = \sigma_{0I} F_н = 3504 \cdot 3{,}4 = 11\,900 \ кг.$$

Согласно табл. 5.4 определяем потери, происходящие после окончания обжатия бетона (вторые потери):

а) от усадки бетона (табл. 5.5, п.1)

$$\sigma_{п} = 400 \ кг/см^2;$$

б) от ползучести бетона (табл. 5.5, п. 2).

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры определяем по формуле (5.10) при

$$e_0 = y = 10{,}8 - 2{,}5 = 8{,}3 \ см$$

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_п} + \frac{N_0 e y}{I_п} = \frac{11\,900}{903{,}4} + \frac{11\,900 \cdot 8{,}3 \cdot 8{,}3}{56\,500} = 27{,}8 \ кг/см^2.$$

Так как $\frac{\sigma_б}{R_0} = \frac{27{,}8}{140} = 0{,}198 < 0{,}5$, потери определяем по формуле

$$\sigma_{п} = \frac{k_1 k_2 E_а R}{E_б R_0}\sigma_б = \frac{1 \cdot 0{,}8 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 200}{2{,}65 \cdot 10^5 \cdot 140} \cdot 27{,}8 = 240 \ кг/см^2.$$

Сумма потерь, происходящих после окончания обжатия бетона,

$$\Sigma\sigma_{п2} = 400 + 240 = 640 \ кг/см^2.$$

Величина усилия предварительного обжатия с учетом всех потерь

$$N_0 = [\sigma_0 - (\Sigma\sigma_{пI} + \Sigma\sigma_{п2})] F_н = [5200 - (1696 + 640)]\,3{,}4 = 9730 \ кг.$$

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ

Общие указания

При расчете по прочности элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций должны учитываться общие указания по расчету железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой (см. стр. 63).

В изгибаемых, центрально и внецентренно сжатых, а также во внецентренно растянутых по первому случаю предварительно напряженных железобетонных элементах напрягаемую арматуру, имеющую сцепление с бетоном и расположенную в зоне, сжатой от действия внешних усилий, вводят в расчет не с расчетным сопротивлением $R_{а.с}$, а с напряжением $\sigma'_с$, равным

$$\sigma'_с = 3600 - m_т \sigma'_0, \qquad (5.29)$$

где σ'_0 — растягивающее предварительное напряжение, $кг/см^2$, в арматуре, расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий, принимаемое в зависимости от рассматриваемой стадии работы элемента, условий натяжения арматуры и величины потерь;

$m_т$ — коэффициент точности натяжения, принимаемый при механическом натяжении арматуры равным 1,1, при электротермическом — по табл. 5.3.

Напряжение $\sigma'_с$ может быть сжимающим, нулевым или растягивающим. Сжимающее напряжение $\sigma'_с$ должно приниматься не более $R_{а.с}$.

При расчете элементов с напрягаемой арматурой в виде проволок, пучков или прядей без анкеров следует проверить сечения, пересекающие эту арматуру в пределах зоны ее анкеровки $l_{ан}$, учитывая снижение расчетных сопротивлений напрягаемой арматуры на этих участках (см. рис. 5.1).

Расчетные сопротивления продольной и поперечной арматуры в виде проволок, пучков или прядей без анкеров в пределах зоны анкеровки $l_{ан}$ принимаются равными $\sigma_0 \frac{l_x}{l_{ан}}$, но не более $R_н$, где l_x — расстояние от начала зоны анкеровки до расчетного сечения; σ_0 — предварительные напряжения в напрягаемой арматуре с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона.

Если возможно нарушение сцепления арматуры с бетоном (например при мгновенной передаче на бетон предварительного напряжения), сопротивление предварительно напряженной арматуры на участке от торца элемента до начала зоны анкеровки не учитывается и при отсутствии на этом участке напрягаемой арматуры сечение рассчитывается как бетонное.

Если в элементе содержится арматура из сталей разных видов и классов, каждый вид арматуры вводится в расчет прочности со своим расчетным сопротивлением.

При наличии в сечении элемента бетонов двух или нескольких марок бетон наиболее низкой марки вводится в расчет со своим расчетным сопротивлением, а бетоны более высоких марок — с расчетными сопротивлениями, соответствующими марке бетона лишь на одну ступень выше наиболее низкой марки. Допускается не учитывать сечение бетона более низкой марки, если учет его приводит к снижению расчетной несущей способности, определенной без учета этого бетона.

Если бетон низкой марки, не учитываемый в расчете, располагается внутри сечения и разделяет слои бетона более высокой марки, должна быть обеспечена прочность бетона низкой марки по поперечной силе.

Бетон сборного элемента, входящий в сжатую зону полного сечения сборно-монолитной конструкции, вводится в расчет прочности с расчетным сопротивлением не выше расчетного сопротивления бетона марки 400.

Центрально растянутые элементы

Центрально растянутые предварительно напряженные железобетонные элементы рассчитываются по прочности из условия (2.2)

$$N \leqslant [N].$$

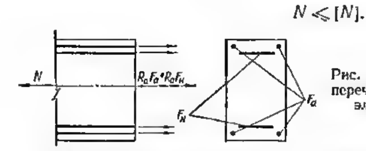


Рис. 5.7. Схема расположения усилий в поперечном сечении центрально растянутого элемента при расчете его по прочности.

При этом предельная продольная сила, которую может воспринять сечение, определяется по формуле

$$[N] = R_a F_a + R_a F_н, \tag{5.30}$$

где $F_а$ и $F_н$ — соответственно площади сечения всей ненапрягаемой и предварительно напряженной продольной арматуры (рис. 5.7).

Для элементов, армированных предварительно напряженной проволокой, пучками или прядями без анкеров, при проверке сечений у концов элемента в пределах длины зоны анкеровки $l_{ан}$ следует снижать расчетное сопротивление этой арматуры в формуле (5.30) в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 157.

Изгибаемые элементы

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

Общие положения. Сечения, нормальные к продольной оси изгибаемых предварительно напряженных элементов, рассчитываются по прочности из условия (2.1)

$$M \leqslant [M].$$

Предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение (рис. 5.8), кроме сечений с полкой в сжатой зоне, определяется по формуле

$$[M] = R_{и}S_{б} + R_{а.с}S_{а} + \sigma_{с}'S_{н}, \qquad (5.31)$$

где $S_{б}$, $S_{а}$ и $S_{н}$ — статические моменты соответственно площади сечения сжатой зоны бетона, сжатой ненапрягаемой и предварительно напряженной арматуры относительно точки приложения равнодействующей в растянутой арматуре;

$\sigma_{с}'$ — напряжение в предварительно напряженной арматуре $A_{н}'$, определяемое по формуле (5.29).

Положение нейтральной оси, а также площадь и форма сжатой зоны бетона определяются из условия

$$R_{а}F_{а} + R_{а}F_{н} - \sigma_{с}'F_{н}' = R_{и}F_{б}. \qquad (5.32)$$

Положение нейтральной оси, отвечающее достаточной прочности сжатой зоны бетона, должно удовлетворять условие (4.14).

Рис. 5.8. Схема расположения усилий в поперечном сечении изгибаемого предварительно напряженного элемента при расчете его по прочности.

Изгибаемые элементы таврового, двутаврового и подобных сечений рассчитываются следующим образом в зависимости от положения нейтральной оси, определяемого из уравнения

$$R_{а}F_{а} + R_{а}F_{н} - R_{а.с}F_{а}' - \sigma_{с}'F_{н}' = R_{и}F_{б.п}. \qquad (5.33)$$

Если нейтральная ось проходит в полке, расположенной у сжатой стороны сечения, предельный изгибающий момент определяется по формуле

$$[M] = R_{и}S_{б.п} + R_{а.с}S_{а} + \sigma_{с}'S_{н}. \qquad (5.34)$$

При этом положение нейтральной оси, отвечающее достаточной прочности сжатой зоны, должно удовлетворять условие

$$\frac{S_{б.п}}{S_{о.р} + S_{св}} \leqslant \zeta, \qquad (5.35)$$

где ζ — коэффициент, определяемый по табл. 4.5.

Если нейтральная ось, положение которой определено из условия (5.33), оказывается в пределах ребра, предельный изгибающий момент определяется по формуле

$$[M] = R_{и}S_{б.р} + R_{пр}S_{св} + R_{а.с}S_{а} + \sigma_{с}'S_{н}. \qquad (5.36)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из условия

$$R_{а}F_{а} + R_{а}F_{н} - R_{а.с}F_{а}' - \sigma_{с}'F_{н}' = R_{и}F_{б.р} + R_{пр}F_{св} \qquad (5.37)$$

и должно удовлетворять условие

$$\frac{S_{б.р}}{S_{о.р}} \leqslant \zeta. \qquad (5.38)$$

В элементах из бетона марки выше 400 в случаях, если нейтральная ось, положение которой определено из условия

$$S_{б.п} = \zeta (S_{о.р} + S_{св}),$$

находится в полке, должно выполняться условие

$$M \leqslant R_{и} \zeta (S_{о.р} + S_{св}) + R_{а.с} S_{а} + \sigma_{с}' S_{н}, \qquad (5.39)$$

а при

$$S_{св} < S_{о.р} \frac{0{,}8 (b_{п}' - b)}{b_{п}' - \zeta (b_{п}' - b)};$$

$$M \leqslant R_{и} \zeta S_{о.р} \left[1 + 0{,}8 \frac{b_{п}' - b}{b_{п}' - \zeta (b_{п}' - b)} \right] + R_{а.с} S_{а} + \sigma_{с}' S_{н}. \qquad (5.40)$$

В формулах (5.33) — (5.40):

$F_{св}$ и $S_{св}$ — площадь и статический момент поперечного сечения свесов сжатой полки относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре A;

$F_{б.р}$ и $S_{б.р}$ — площадь и статический момент сечения сжатой зоны ребра относительно той же оси;

$F_{б.п}$ и $S_{б.п}$ — площадь и статический момент сечения сжатой зоны полки относительно той же оси;

$S_{о.р}$ — статический момент рабочего сечения ребра относительно той же оси.

Если количество арматуры в растянутой зоне сечения изгибаемого элемента принято бóльшим, чем требуется по условиям прочности (например, сечение растянутой арматуры принято из условий расчета по образованию трещин), при проверке условий (4.14), (5.35) и (5.38) следует учитывать только ту часть сечения растянутой арматуры, которая требуется из расчета на прочность.

Арматура, расположенная в сжатой зоне, учитывается в расчете по формулам (5.31) — (5.40) только при соблюдении условия

$$z_{б} \leqslant z_{а}, \qquad (5.41)$$

где $z_{а}$ — расстояние между равнодействующими усилий в арматуре сжатой и растянутой зон; при наличии в сжатой зоне как напрягаемой арматуры $A_{н}'$, так и ненапрягаемой $A_{а}'$ величина $z_{а}$ принимается равной меньшему из расстояний между равнодействующей усилий в арматуре A и равнодействующими усилий в арматуре $A_{а}'$ и в арматуре $A_{н}'$;

$z_{б}$ — расстояние между равнодействующими усилий в бетоне сжатой зоны и в арматуре растянутой зоны.

Если условие (5.41) не соблюдается (например, когда в сжатой зоне поставлена арматура, избыточная против требуемой по расчету), предельный изгибающий момент определяется по формуле

$$[M] = (R_{н} F_{а} + R_{а} F_{н}) z_{а}. \qquad (5.42)$$

Ненапрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне, не следует учитывать в расчете, если несущая способность, определенная по формуле (5.42), оказывается меньше несущей способности, определенной по формуле (5.31) или (5.34) без учета ненапрягаемой арматуры сжатой зоны.

Напрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне, следует учитывать в расчете без снижения предварительного напряжения, т. е. принимая $\sigma_{с}' = -m_{т} \sigma_{0}'$, если несущая способность, определенная по формуле (5.42), оказывается меньше несущей способности, определенной по формуле (5.31) или (5.34) без снижения предварительного напряжения напрягаемой арматуры.

Сечение предварительно напряженной арматуры $A'_н$, расположенной в сжатой зоне, диктуется условиями прочности, жесткости и трещиностойкости в стадии изготовления и транспортирования элемента. Поэтому при подборе сечения продольной арматуры рекомендуется приближенно принимать сечение арматуры $F'_н$ в размере 20% от сечения арматуры $F_н$ и проверять в дальнейшем эту величину расчетом в стадии изготовления элемента. В необходимых случаях в зависимости от уточненного значения $F'_н$ может быть уточнено сечение продольной арматуры $F_н$ путем повторного расчета по прочности.

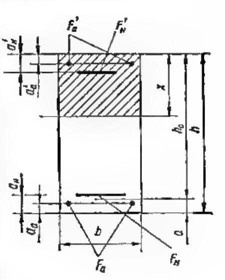


Рис. 5.9. Схема прямоугольного поперечного сечения изгибаемого предварительно напряженного элемента при расчете его по прочности.

Расчет прямоугольных сечений. Предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение предварительно напряженного железобетонного элемента (рис. 5.9), рекомендуется определять в зависимости от величины относительной высоты сжатой зоны бетона $\alpha = \frac{x}{h_0}$ по алгоритму, приведенному в табл. 5.11. При этом значения коэффициентов $\alpha_{макс}$ и $A_{0\,макс}$, соответствующие предельной прочности сжатой зоны бетона, определяются по табл. 4.7.

Таблица 5.11. **Определение несущей способности предварительно напряженных изгибаемых элементов прямоугольного сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$\alpha = \frac{R_a F_a + R_a F_н - R_{a.c} F'_a - \sigma'_c F'_н}{R_и b h_0}$	Определение относительной высоты сжатой зоны бетона
2	Если $\alpha > \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 8, иначе — к п. 3	См. примечание 1
3	$\alpha' = \frac{R_a F_a + R_a F_н + m_т \sigma'_0 F'_н}{R_и b h_0}$	Определение относительной высоты сжатой зоны без учета сжатой арматуры A'_a и снижения предварительного напряжения в арматуре $A'_н$
4	Если $\alpha' > \frac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 7, иначе — к п. 5	См. примечание 1
5	По табл. 4.6 в зависимости от α' находим γ'	
6	$[M] = (R_a F_a + R_a F_н + m_т \sigma'_0 F'_н)\gamma' h_0 - m_т \sigma'_0 F'_н (h_0 - a'_н)$; конец	Определение несущей способности
7	$[M] = (R_a F_a + R_a F_н) z_a$; конец	Определение несущей способности. См. примечание 2
8	Если $\alpha > \alpha_{макс}$, перейти к п. 11, иначе — к п. 9	
9	По табл. 4.6 в зависимости от α находим A_0	
10	$[M] = A_0 R_и b h_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a) + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н)$; конец	Определение несущей способности
11	$[M] = A_{0макс} R_и b h_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'_a) + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н)$; конец	То же

Примечания: 1. В качестве a' принимается большее из значений a'_a и $a'_н$.
2. $z_a = h_0 - a'_a$, если $a'_a > a'_н$, и $z_a = h_0 - a'_н$, если $a'_a < a'_н$.

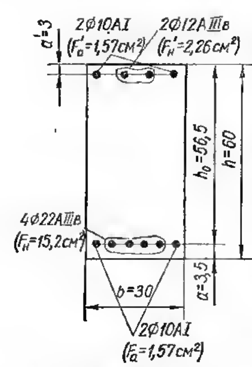


Рис. 5.10. Схема сечения предварительно напряженной железобетонной балки.

Пример 5.2. Проверить прочность прямоугольного сечения (рис. 5.10). Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 35$ $т \cdot м$; бетон марки 300 ($R_и = 160$ $кг/см^2$); предварительно напряженная арматура из стали класса A-IIIв ($R_a = 4500$ $кг/см^2$); ненапрягаемая арматура из стали класса A-I ($R_a = R_{a.c} = 2100$ $кг/см^2$). Напряжение арматуры осуществляется механическим способом. Предварительное напряжение арматуры $A_н'$ с учетом всех потерь $\sigma_0' = 4000$ $кг/см^2$.

Определяем напряжение в предварительно напряженной арматуре $A_н'$, расположенной в сжатой зоне. σ_c' вычисляем по формуле (5.29), принимая коэффициент точности натяжения по табл. 5.3 $m_т = 1,1$, $\sigma_c' = 3600 - m_т\sigma_0' = 3600 - 1,1 \cdot 4000 = -800$ $кг/см^2$.

Несущую способность сечения определяем по алгоритму, приведенному в табл. 5.11,

$$\alpha = \frac{R_aF_a + R_aF_н - R_{a.c}F_a' - \sigma_c'F_н'}{R_иbh_0} =$$

$$= \frac{2100 \cdot 1,57 + 4500 \cdot 15,2 - 2100 \cdot 1,57 + 800 \cdot 2,26}{160 \cdot 30 \cdot 56,5} =$$

$$= 0,258.$$

Так как $\alpha = 0,258 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{56,5} = 0,106$, переходим к п. 8.

Так как $\alpha = 0,258 < \alpha_{макс} = 0,55$ (см. табл. 4.7), переходим к п. 9.

По табл. 4.6. в зависимости от $\alpha = 0,258$ находим $A_0 = 0,225$.

$$[M] = A_0R_иbh_0^2 + R_{a.c}F_a'(h_0 - a_a') + \sigma_c'F_н'(h_0 - a_н') =$$

$$= 0,225 \cdot 160 \cdot 30 \cdot 56,5^2 + 2100 \cdot 1,57(56,5 - 3) - 800 \cdot 2,26(56,5 - 3) =$$

$$= 3\,529\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 35,29 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение неравенства (2.1).

Так как $[M] = 35,29$ $т \cdot м > M = 35$ $т \cdot м$, несущая способность сечения достаточна.

При подборе сечения продольной арматуры необходимость в расчетной сжатой ненапрягаемой арматуре возникает, если при заданных размерах сечения и марке бетона не хватает прочности сжатой зоны.

Сечение предварительно напряженной арматуры $A_н'$, располагаемой в сжатой зоне, которое должно удовлетворять требования расчета по прочности, жесткости и трещиностойкости в стадии изготовления элемента, рекомендуется приближенно принимать равным 0,2 сечения продольной растянутой арматуры.

Требуемое количество продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне, при заданных размерах прямоугольного сечения определяется в зависимости от величины усилия N_a, которое должно быть воспринято растянутой арматурой, из условия

$$R_aF_a + R_aF_н = N_a. \qquad (5.43)$$

При подборе арматуры в предварительно напряженных элементах прямоугольного сечения рекомендуется пользоваться алгоритмом, приведенным в табл. 5.12.

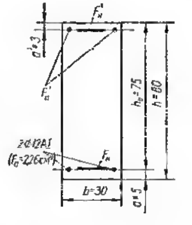


Рис. 5.11. Схема расположения арматуры в сечении предварительно напряженной железобетонной балки.

Пример 5.3. Определить площадь сечения предварительно напряженной растянутой арматуры в изгибаемом элементе прямоугольного сечения размерами $b \times h = 30 \times 80$ $см$. Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 85$ $т \cdot м$; бетон марки 400 ($R_и = 210$ $кг/см^2$); предварительно напряженная арматура из высокопрочной проволоки

Таблица 5.12. **Определение сечения продольной арматуры в предварительно напряженных изгибаемых элементах прямоугольного сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$F'_н \approx 0{,}2\,\dfrac{M}{z_а R_а}$	Приближенное определение сечения напрягаемой арматуры $A'_н$; $z_а$ — см. примечание 2
2	$F'_{а.тр} = \dfrac{M - \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н) - A_{0макс} R_и b h_0^2}{R_{а.с}(h_0 - a'_а)}$	Определение требуемого сечения сжатой ненапрягаемой арматуры $A'_а$
3	Принимаем сечение арматуры $F'_{а.пр}$	
4	Если $F'_{а.пр} \gg F'_{а.тр}$, перейти к п. 6, иначе — к п. 5	
5	$N_а = \alpha_{макс} R_и b h_0 + R_{а.с} F'_{а.тр} + \sigma'_c F'_н$; перейти к п. 18	
6	$A'_0 = \dfrac{M + m_т \sigma'_0 F'_н (h_0 - a'_н)}{R_и b h_0^2}$	
7	По табл. 4.6 в зависимости от A'_0 находим α' и γ'	
8	Если $\alpha' > \dfrac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 10, иначе — к п. 9	См. примечание 1
9	$N_а = \dfrac{M + m_т \sigma'_0 F'_н (h_0 - a'_н)}{\gamma' h_0} - m_т \sigma'_0 F'_н$; перейти к п. 18	
10	$A_0 = \dfrac{M - R_{а.с} F'_а (h_0 - a'_а) - \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н)}{R_и b h_0^2}$	
11	Если $A_0 > 0{,}1$, перейти к п. 14, иначе — к п. 12	
12	По табл. 4.6 в зависимости от A_0 находим γ	
13	$N_а = \dfrac{M}{\gamma h_0}$; перейти к п. 18	
14	По табл. 4.6 в зависимости от A_0 находим α	
15	Если $\alpha < \dfrac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 17, иначе — к п. 16	См. примечание 1
16	$N_а = \alpha R_и b h_0 + R_{а.с} F'_{а.пр} + \sigma'_c F'_н$; перейти к п. 18	
17	$N_а = \dfrac{M}{z_а}$; перейти к п. 18	См. примечание 2
18	Принимаем сечение арматуры $F_а$ и $F_н$ из условия $R_а F_а + R_а F_н = N_а$; конец	

Примечания: 1. В качестве a' принимается большее из значений $a'_а$ и $a'_н$.
2. $z_а = h_0 - a'_а$, если $a'_а > a'_н$, и $z_а = h_0 - a'_н$, если $a'_а < a'_н$.

периодического профиля ($R_а = 10\,200$ *кг/см²*); ненапрягаемая арматура из горячекатаной стали класса А-I ($R_а = 2100$ *кг/см²*); натяжение арматуры механическое; предварительное напряжение в арматуре $A'_н$ с учетом всех потерь $\sigma'_0 = 8000$ *кг/см²*. Схема расположения арматуры показана на рис. 5.11.

Определяем напряжение σ'_c в предварительно напряженной арматуре $F'_н$, расположенной в сжатой зоне, по формуле (5.29), принимая коэффициент точности натяжения по табл. 5.3 $m_т = 1{,}1$,

$$\sigma'_c = 3600 - m_т \sigma'_0 = 3600 - 1{,}1 \cdot 8000 = -5200\ кг/см^2.$$

Сечение продольной арматуры определяем по алгоритму, приведенному в табл. 5.12.

$$F'_н \simeq 0{,}2\,\frac{M}{z_а R_а} = 0{,}2 \cdot \frac{8\,500\,000}{(75 - 3)\,10\,200} = 2{,}3\ см^2.$$

Принимаем сечение предварительно напряженной арматуры, расположенной в сжатой зоне $F_{н}^{\cdot} = 3{,}92$ *см*² (20 ∅ 5Вр II).

$$F'_{а.тр} = \frac{M - \sigma_c^{\cdot} F_{н}^{\cdot} (h_0 - a_{н}^{\cdot}) - A_{0\,макс} R_{и} b h_0^2}{R_{а.с} (h_0 - a_{а}^{\cdot})} =$$

$$= \frac{8\,500\,000 + 5200 \cdot 3{,}92\,(75 - 3) - 0{,}4 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 75^2}{2100\,(75 - 3)} < 0.$$

Принимаем $F'_{а.пр} = 1{,}57$ *см*² (2 ∅ 10АI).

Так как $F'_{а.пр} = 1{,}57$ *см*² $> F'_{а.пр}$, переходим к п. 5.

$$A_0^{\cdot} = \frac{M + m_т \sigma_0^{\cdot} F'_{н} (h_0 - a'_{н})}{R_{и} b h_0^2} =$$

$$= \frac{8\,500\,000 + 1{,}1 \cdot 8000 \cdot 3{,}92\,(75 - 3)}{210 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0{,}310.$$

По табл. 4 6 в зависимости от $A_0^{\cdot} = 0{,}31$ находим $\alpha' = 0{,}38$ и $\gamma' = 0{,}81$.

Так как $\alpha' = 0{,}38 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{75} = 0{,}08$, переходим к п. 10.

$$A_0 = \frac{M - R_{а.с} F_{а}^{\cdot} (h_0 - a_{а}^{\cdot}) - \sigma_c^{\cdot} F'_{н} (h_0 - a_{н}^{\cdot})}{R_{и} b h_0^2} =$$

$$= \frac{8\,500\,000 - 2100 \cdot 1{,}57\,(75 - 3) + 5200 \cdot 3{,}92\,(75 - 3)}{210 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0{,}275.$$

Так как $A_0 = 0{,}275 > 0{,}1$, переходим к п. 14.
По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}275$ находим $\alpha = 0{,}33$.

Так как $\alpha = 0{,}33 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{75} = 0{,}08$, переходим к п. 16

$$N_{а} = \alpha R_{и} b h_0 + R_{а.с} F_{а.пр}^{\cdot} + \sigma_c^{\cdot} F'_{н} =$$

$$= 0{,}33 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 75 + 2100 \cdot 1{,}57 - 5200 \cdot 3{,}92 = 138\,800\ кг.$$

Из условия п.18 при $F_{а} = 2{,}26$ *см*² определяем

$$F_{н} = \frac{N_{а} - R_{а} F_{а}}{R_{н}} = \frac{138800 - 2100 \cdot 2{,}26}{10200} = 13{,}1\ см^2.$$

Принимаем предварительно напряженную арматуру, расположенную в растянутой зоне, $F_{н} = 13{,}7$ *см*² (70 ∅ 5Вр II)

Расчет тавровых и двутавровых сечений. Предельный изгибающий момент, который может воспринять заданное сечение, определяется в зависимости от положения нейтральной оси. При этом ширина сжатой полки $h'_{п}$, вводимая в расчет, должна соответствовать величинам, приведенным на стр. 66.

Если нейтральная ось находится в пределах сжатой полки (рис. 5.12, *а*), т. е. выполняется условие

$$R_{а} F_{а} + R_{а} F_{н} \leqslant R_{и} b_{п}^{\cdot} h'_{п} + R_{а.с} F_{а}^{\cdot} + \sigma_c^{\cdot} F_{н}^{\cdot}, \qquad (5.44)$$

Рис. 5.12. Схема таврового поперечного сечения изгибаемого предварительно напряженного элемента при расчете его по прочности и расположении нейтральной оси:
а — в пределах сжатой полки; *б* — в ребре.

расчет производится, как для прямоугольного сечения шириной $b_{п}^{\cdot}$. При этом для сечений, которым соответствует величина $A_{св}$, расположенная в табл. 4.10. ниже жирной черты, величина A_0 принимается не более

$$A_{0\,макс} \leqslant \frac{1 + 2{,}5 A_{св}}{\frac{b_{п}^{\cdot}}{b}}.$$

Если нейтральная ось проходит в ребре (рис. 5.12, *б*), т. е. условие (5.44) не выполняется, несущая способность сечения определяется по формуле

$$[M] = (A_0 + A_{св})\, R_и b h_0^2 + R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а') + \sigma_с' F_н' (h_0 - a_н'), \qquad (5.45)$$

где A_0 определяется по табл. 4.6 в зависимости от

$$\alpha = \alpha_1 - \alpha_{св}; \qquad (5.46)$$

$$\alpha_1 = \frac{R_а F_а + R_а F_н - R_{а.с} F_а' - \sigma_с' F_н'}{R_и b h_0}; \qquad (5.47)$$

$A_{св}$ и $\alpha_{св}$ — коэффициенты, определяемые по табл. 4.10.

Несущую способность элементов с полкой в сжатой зоне рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 5.13.

Таблица 5.13. **Определение несущей способности предварительно напряженных изгибаемых элементов таврового сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если $R_а F_а + R_а F_н > R_и b_п' h_п' + R_{а.с} F_а' + \sigma_с' F_н'$, перейти к п. 3, иначе — к п. 2	Проверка условия (5.44)
2	Величина $[M]$ определяется по алгоритму, приведенному в табл. 5.11, для прямоугольного сечения шириной $b_п'$; конец	При определении величины $[M]$ по алгоритму табл. 5.11, если величина $A_{св}$, определяемая по табл. 4.10, лежит ниже жирной черты, должно выполняться условие $A_0 \leqslant A_{0макс} \dfrac{1 + 2{,}5A_{св}}{\frac{b_п'}{b}}$
3	В зависимости от $\dfrac{h_п'}{h_0}$ и $\dfrac{b_п'}{b}$ по табл. 4.10 находим $A_{св}$ и $\alpha_{св}$	
4	$\alpha_1' = \dfrac{R_а F_а + R_а F_н + m_т \sigma_0' F_н'}{R_и b h_0}$	
5	$\alpha' = \alpha_1' - \alpha_{св}$	
6	Если $\alpha' > \dfrac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 9, иначе — к п. 7	См. примечание 1
7	В зависимости от α' по табл. 4.6 находим γ'	
8	$[M] = (R_а F_а + R_а F_н + m_т \sigma_0' F_н') \gamma' h_0 - m_т \sigma_0' F_н' (h_0 - a_н')$; конец	Определение несущей способности
9	$\alpha_1 = \dfrac{R_а F_а + R_а F_н - R_{а.с} F_а' - \sigma_с' F_н'}{R_и b h_0}$	
10	$\alpha = \alpha_1 - \alpha_{св}$	
11	Если $\alpha < \dfrac{2a'}{h_0}$, перейти к п. 14, иначе — к п. 12	См. примечание 1
12	В зависимости от α по табл. 4.6 находим A_0	
13	$[M] = (A_0 + A_{св}) R_и b h_0^2 + R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а') + \sigma_с' F_н' (h_0 - a_н')$; конец	Определение несущей способности
14	$[M] = (R_а F_а + R_а F_н) z_а$; конец	Определение несущей способности. См. примечание 2

Примечания: 1. В качестве a' принимается большее из значений $a_н'$ и $a_а'$;
2. $z_а = h_0 - a_а'$, если $a_а' > a_н'$ и $z_а = h_0 - a_н'$, если $a_а' < a_н'$.

Пример 5.4. Проверить прочность предварительно напряженной балки (рис. 5.13). Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 41$ *т · м*; бетон марки 400 ($R_{и} = 210$ *кг/см²*); предварительно напряженная арматура из стали класса А-IIIв ($R_{а} = 4500$ *кг/см²*); ненапрягаемая арматура из стали класса А-I ($R_{а} = R_{а.с} = 2100$ *кг/см²*).

Предварительное напряжение арматуры $A'_{н}$ с учетом всех потерь $\sigma'_0 = 4000$ *кг/см²*.

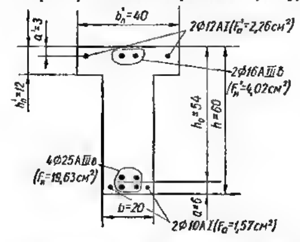


Рис. 5.13. Схема таврового сечения предварительно напряженной железобетонной балки.

Определяем напряжение в предварительно напряженной арматуре $A'_{н}$ по формуле (5.29), принимая коэффициент точности натяжения по табл. 5.3 $m_т = 1,1$,

$$\sigma'_c = 3600 - m_т\sigma'_0 = 3600 - 1,1 \cdot 4000 = -800 \ кг/см^2.$$

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 5.13.

Так как $R_аF_а + R_аF_н = 2100 \cdot 1,57 + 4500 \cdot 19,63 = 91\,600 < R_иb'_пh'_п + R'_{а.с}F'_а + \sigma'_cF'_н = 210 \cdot 40 \cdot 12 + 2100 \cdot 2,26 - 800 \cdot 4,02 = 102\,330$ *кг*, переходим к п. 3.

В зависимости от $\frac{h'_п}{h_0} = \frac{12}{54} = 0,22$ и $\frac{b'_п}{b} = \frac{40}{20} = 2$ по табл. 4.10 находим $A_{св} = 0,16$ и $\alpha_{св} = 0,18$.

$$\alpha'_1 = \frac{R_аF_а + R_аF_н + m_т\sigma'_0F'_н}{R_иbh_0} = \frac{2100 \cdot 1,57 + 4500 \cdot 19,63 + 1,1 \cdot 4000 \cdot 4,02}{210 \cdot 20 \cdot 54} = 0,48$$

$$\alpha' = \alpha'_1 - \alpha_{св} = 0,48 - 0,18 = 0,30.$$

Так как $\alpha' = 0,30 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{54} = 0,111$, переходим к п. 9.

$$\alpha_1 = \frac{R_аF_а + R_аF_н - R_{а.с}F'_а - \sigma'_cF'_н}{R_иbh_0} =$$

$$= \frac{2100 \cdot 1,57 + 4500 \cdot 19,63 - 2100 \cdot 2,26 + 800 \cdot 4,02}{210 \cdot 20 \cdot 54} = 0,40.$$

$$\alpha = \alpha_1 - \alpha_{св} = 0,40 - 0,18 = 0,22.$$

Так как $\alpha = 0,22 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{54} = 0,111$, переходим к п. 12.

В зависимости от $\alpha = 0,22$ по табл. 4.6 находим $A_0 = 0,195$.

$$[M] = (A_0 + A_{св})R_иbh_0^2 + R_{а.с}F'_а(h_0 - a'_а) + \sigma'_cF'_н(h_0 - a'_н) =$$

$$= (0,195 + 0,16)\,210 \cdot 20 \cdot 54^2 + 2100 \cdot 2,26\,(54 - 3) - 800 \cdot 4,02\,(54 - 3) =$$

$$= 4\,210\,200 \ кг \cdot см = 42,1 \ т \cdot м.$$

Проверяем выполнение неравенства (2.1).

Так как $[M] = 42,1$ *т · м* $> M = 41$ *т · м*, несущая способность сечения достаточна.

Требуемое сечение продольной арматуры в элементах таврового и двутаврового сечений рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 5.14. При этом сечение предварительно напряженной арматуры $A'_{н}$, расположенной в сжатой зоне, определяемое на основании расчета элемента в стадии изготовления, транспортирования или монтажа, может приближенно приниматься равным 0,2 сечения арматуры, расположенной в растянутой зоне.

Таблица 5.14. **Определение сечения продольной арматуры в предварительно напряженных изгибаемых элементах таврового сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$F'_{н} \approx 0,2 \dfrac{M}{R_а (h_0 - 0,5h'_{п})}$	Приближенное определение сечения напрягаемой арматуры $A'_{н}$
2	В зависимости от $\dfrac{h'_{п}}{h_0}$ и $\dfrac{b'_{п}}{b}$ по табл. 4.10 находим $A_{св}$ и $\alpha_{св}$	
3	$F'_{а.тр} = \dfrac{M - (A_{0макс} + A_{св}) R_{и} bh_0^2 - \sigma'_{с} F'_{н} (h_0 - a'_{н})}{R_{а.с} (h_0 - a'_{а})}$	Определение необходимого сечения сжатой арматуры
4	Если $F'_{а.тр} < 0$, принять $F_{а\,пр} = 0$, иначе $- F'_{а.пр} = F'_{а.тр}$	
5	В зависимости от $\dfrac{h'_{п}}{h_0}$ и $\dfrac{b_{п}}{b}$ по табл. 4.13 находим $A_{п}$	
6	Если $A_{п} bh_0^2 R_{и} + R_{а.с} F'_{а} (h_0 - a'_{а}) + \sigma'_{с} F'_{н} (h_0 - a'_{п}) < M$, перейти к п. 8, иначе — к п. 7	Проверка положения нейтральной оси
7	Сечение растянутой арматуры определяется по алгоритму, приведенному в табл. 5.12, как для прямоугольного сечения шириной $b'_{п}$; конец	При выполнении расчета по алгоритму табл. 5.12, если величина $A_{св}$, определяемая по табл. 4.10, лежит ниже жирной черты, должно выполняться условие $A_0 \leqslant A_{0макс} \dfrac{1 + 2,5A_{св}}{\dfrac{b'_{п}}{b}}$
8	$A_{01} = \dfrac{M - R_{а.с} F'_{а} (h_0 - a'_{а}) - \sigma'_{с} F'_{н} (h_0 - a'_{н})}{bh_0^2 R_{и}}$	
9	$A_0 = A_{01} - A_{св}$	
10	В зависимости от A_0 по табл. 4.6 находим α	
11	$N_а = (\alpha + \alpha_{св}) R_{и} bh_0 + R_{а.с} F'_{а} + \sigma'_{с} F'_{н}$	
12	Принимаем сечение арматуры $F_а$ и $F_н$ из условия $R_а F_а + R_а F_н = N_а$; конец	

Пример 5.5. Определить площадь сечения арматуры в предварительно напряженной железобетонной балке (рис. 5.14). Расчетные данные: расчетный изгибающий момент $M = 20$ *т · м*; бетон марки 300 ($R_{и} = 160$ *кг/см²*); предварительно напряженная арматура из стали класса А-IIIв ($R_а = 4500$ *кг/см²*); предварительное напряжение в арматуре $A_{н}$ с учетом всех потерь $\sigma'_0 = 4000$ *кг/см²*; натяжение арматуры осуществляется механическим способом; ненапрягаемая арматура из стали класса А-I ($R_а = R_{а.с} = 2100$ *кг/см²*).

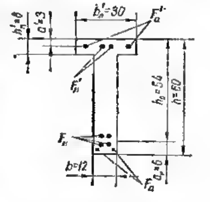


Рис. 5.14. Схема расположения арматуры в сечении предварительно напряженной железобетонной балки.

Определяем напряжение в предварительно напряженной арматуре, расположенной в сжатой зоне, $\sigma'_{с}$ по формуле (5.29), принимая коэффициент точности натяжения по табл. 5.3

$$m_т = 1,1, \quad \sigma'_{с} = 3600 - m_т \sigma'_0 = 3600 - 1,1 \cdot 4000 = -800 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение продольной арматуры определяем по алгоритму, приведенному в табл. 5.14.

$$F'_{н} \approx 0,2 \frac{M}{R_а (h_0 - 0,5h'_{п})} = 0,2 \cdot \frac{2\,000\,000}{4500 (54 - 0,5 \cdot 8)} = 1,77 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 ⌀ 12AIII в ($F'_{н} = 2,26$ *см²*).

В зависимости от $\frac{h'_п}{h_0} = \frac{8}{54} = 0,15$ и $\frac{b'_п}{b} = \frac{30}{12} = 2,5$ по табл. 4.10 находим $A_{св} = 0,17$ и $\alpha_{св} = 0,18$.

$$F'_{а.тр} = \frac{M - (A_{0макс} + A_{св})\, R_и b h_0^2 - \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н)}{R_{а.с}(h_0 - a'_а)} =$$

$$= \frac{2\,000\,000 - (0,4 + 0,17) \cdot 160 \cdot 12 \cdot 54^2 + 800 \cdot 2,26\,(54 - 3)}{2100\,(54 - 3)} < 0.$$

Так как $F'_{а.тр} < 0$, принимаем $F'_а = 0$.

В зависимости от $\frac{h'_п}{h_0} = 0,15$ и $\frac{b'_п}{b} = 2,5$ по табл. 4.13 находим $A_п = 0,35$.

Так как $A_п b h_0^2 R_и + R_{а.с} F'_а (h_0 - a'_а) + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н) = 0,35 \cdot 12 \cdot 54^2 \cdot 160 + 0 - 800 \times 2,26\,(54 - 3) = 1\,868\,000$ *кг·см* $< M = 2\,000\,000$ *кг·см*, переходим к п. 8.

$$A_{01} = \frac{M - R_{а.с} F'_а (h_0 - a'_а) - \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н)}{b h_0^2 R_и} =$$

$$= \frac{2\,000\,000 - 0 + 800 \cdot 2,26\,(54 - 3)}{12 \cdot 54^2 \cdot 160} = 0,37.$$

$$A_0 = A_{01} - A_{св} = 0,37 - 0,17 = 0,20.$$

В зависимости от $A_0 = 0,20$ по табл. 4.6 находим $\alpha = 0,224$.

$$N_а = (\alpha + \alpha_{св})\, R_и b h_0 + R_{а.с} F'_а + \sigma'_c F'_н =$$

$$= (0,224 + 0,18)\, 160 \cdot 12 \cdot 54 + 0 - 800 \cdot 2,26 = 38\,000 \text{ кг}.$$

Принимая конструктивно сечение растянутой ненапрягаемой арматуры $F_а = 1$ *см*² (2 ⌀ 8AI), сечение арматуры $A_н$ определяем по формуле

$$F_н = \frac{N_а - R_а F_а}{R_а} = \frac{38\,000 - 2100 \cdot 1}{4500} = 8,0 \text{ см}^2.$$

Принимаем предварительно напряженную растянутую арматуру 4⌀ 16AIIIв ($F_н = 8,04$ *см*²).

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, ПО ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ

При расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, по поперечной силе следует руководствоваться общими указаниями, приведенными выше, для расчета элементов железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой. При этом рекомендуется пользоваться алгоритмами, приведенными в табл. 4.16 и 4.17.

Если предварительно напряженная отогнутая и поперечная арматура выполняются из проволоки, пучков или прядей без анкеров, следует в расчете учитывать уменьшение расчетного сопротивления этой арматуры на длине зоны анкеровки.

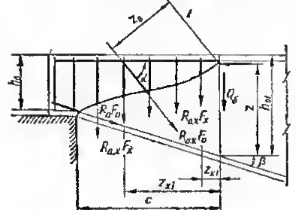


Рис. 5.15. Схема усилий в наклонном сечении свободно лежащей балки с наклонной растянутой и горизонтальной сжатой гранями при расчете ее по прочности на действие поперечной силы.

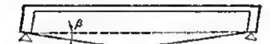


Рис. 5.16. Схема балки переменной высоты с опорами на разных уровнях.

Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе балок переменной высоты, увеличивающейся с увеличением изгибающего момента, с на-

клонной растянутой и горизонтальной сжатой гранями (рис. 5.15), а также балок переменной высоты с опорами на разных уровнях, у которых растянутая грань наклонена к прямой, соединяющей опоры (рис. 5.16), должен производиться из условия

$$Q \leqslant \sum R_{a.x} F_0 \sin\alpha + \sum R_{a.x} F_x + Q_б +$$
$$+ \frac{M - \sum R_{a.x} F_x z_x - \sum R_{a.x} F_0 z_0}{z} \operatorname{tg}\beta, \qquad (5.48)$$

где Q — поперечная сила, действующая в рассматриваемом наклонном сечении (для балок с опорами на разных уровнях величина Q определяется в плоскости, нормальной к прямой, соединяющей опоры);

F_x и F_0 — площади сечения соответственно всех поперечных и отогнутых стержней, расположенных в одной плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение;

α — угол наклона отогнутых стержней к линии, соединяющей опоры балки (при расположении опор на одном уровне — к горизонтали);

M и z — изгибающий момент от внешних нагрузок и плечо внутренней пары сил в сечении, нормальном к линии, соединяющей опоры балки (при расположении опор на одном уровне — в вертикальном сечении), и проходящем через конец рассматриваемого наклонного сечения в сжатой зоне; определяются без учета предварительного обжатия;

z_0 и z_x — расстояния от центра тяжести сжатой зоны бетона до плоскости расположения соответственно отгибов и поперечных стержней, пересекающих рассматриваемое наклонное сечение элемента;

β — угол наклона продольной растянутой арматуры к линии, соединяющей опоры балки (при расположении опор на одном уровне — к горизонтали);

$Q_б$ — проекция предельного усилия в бетоне наклонного сечения на нормаль к продольной оси элемента, определяемая по формуле (4.37) при рабочей высоте балки h_0, равной ее минимальному значению в пределах наклонного сечения.

Значение z допускается принимать равным 0,9 h_{01} для прямоугольных сечений и h_{01} — 0,5$h'_п$ для тавровых и двутавровых сечений, где h_{01} — рабочая высота сечения, нормального к линии, соединяющей опоры балки, проходящего через конец рассматриваемого наклонного сечения в сжатой зоне.

Значения z_0 и z_x допускается определять как расстояния от плоскостей расположения соответственно отгибов и поперечных стержней до конца наклонного сечения в сжатой зоне.

При определении последнего члена в формуле (5.48) влияние предварительного напряжения допускается не учитывать.

Балки без отгибов рекомендуется рассчитывать по прочности по поперечной силе с учетом общих указаний по расчету конструкций с ненапрягаемой арматурой по формуле

$$Q \leqslant q_x (c - u) + \frac{M - 0{,}5\, q_x c\, (c - u)}{z} \operatorname{tg}\beta + Q_б, \qquad (5.49)$$

где c — длина проекции наклонного сечения на горизонтальную грань элемента (на линию, соединяющую опоры балки при расположении их на разных уровнях); при этом в первом члене правой части величина c уменьшается до целого числа шагов хомутов.

Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе для свободно лежащих тавровых (с полкой в сжатой зоне) и прямоугольных балок переменной высоты, увеличивающейся с увеличением изгибающего момента, с

наклонной сжатой и горизонтальной растянутой гранями (рис. 5.17) производится из условия

$$Q \leqslant \sum R_{a.x} F_0 \sin\alpha + \sum R_{a.x} F_x + Q_б + D_{св} \operatorname{tg}\beta, \qquad (5.50)$$

где $Q_б$ — определяется по формуле (4.37) при рабочей высоте балки, равной ее среднему значению на протяжении наклонного сечения;

$D_{св} \operatorname{tg}\beta$ — вертикальная проекция части равнодействующей усилий в сжатой зоне, воспринимаемой свесами сжатой наклонной полки; для прямоугольного сечения $D_{св} \operatorname{tg}\beta = 0$;

β — угол наклона сжатой грани балки к горизонтали.

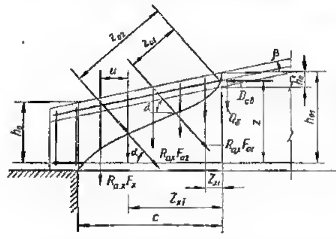


Рис. 5.17. Схема усилий в наклонном сечении свободно лежащей балки с наклонной сжатой и горизонтальной растянутой гранями при расчете ее по прочности на действие поперечной силы.

Величина $D_{св}$ определяется в вертикальном сечении, проходящем через конец рассматриваемого наклонного сечения в сжатой зоне,

$$D_{св} = \frac{b'_п - b}{b'_п} D, \qquad (5.51)$$

но не более $(b'_п - b) h'_п R_{пр}$,

где

$$D = \frac{M - \sum R_{a.x} F_x z_x - \sum R_{a.x} F_0 z_0}{h_0 - 0{,}5h'_п} + \sum R_{a.x} F_0 \sin\alpha. \qquad (5.52)$$

Влияние предварительного напряжения при определении величины D допускается не учитывать.

Для балок с небольшим наклоном сжатой грани (при $\operatorname{tg}\beta < 0{,}2$) длину проекции невыгодного наклонного сечения c_0 допускается определять по формуле (4.44), принимая величину h_0 равной рабочей высоте элемента в начале наклонного сечения.

При переменной по длине балки ширине ребра величина c_0 определяется по ширине b_0 в начале наклонного сечения. Если при этом невыгоднейшее наклонное сечение заходит на участок с постоянной шириной b_1, то вторично определяется величина c_0 по этой ширине. Если новое наклонное сечение не заходит на участок с шириной b_1, то длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения принимается до начала участка с шириной b_1. При этом величина $Q_б$ всегда определяется по ширине b в конце наклонного сечения.

Балки без отгибов рекомендуется рассчитывать по прочности по поперечной силе с учетом общих указаний по расчету элементов с ненапрягаемой арматурой из условия

$$Q \leqslant q_x (c - u) + D_{св} \operatorname{tg}\beta + Q_б, \qquad (5.53)$$

где

$$D_{св} = \frac{b'_п - b}{b'_п} \cdot \frac{M - 0{,}5 q_x c (c - u)}{h_0 - 0{,}5h'_п}; \qquad (5.54)$$

c — длина проекции наклонного сечения на горизонтальную грань элемента; в формуле (5.53) величина c уменьшается до целого числа шагов хомутов.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, ПО ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ

При расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, по изгибающему моменту следует руководствоваться общими указаниями, приведенными выше, для расчета элементов железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой. При этом в формулу (4.58) вместо величины R_aF_a следует подставлять сумму усилий в продольной растянутой предварительно напряженной и ненапрягаемой арматуре, т. е. $R_aF_a + R_aF_н$.

У элементов с переменной по длине высотой сечения длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на горизонтальную грань элемента, измеренная между центрами тяжести площадей сечения арматуры растянутой и сжатой зон, определяется по формулам:

для балок с наклонной сжатой и горизонтальной растянутой гранями

$$c = \frac{Q_1 - P_i + 0{,}5q_{xw}u - \sum R_aF_0 \sin\alpha - (R_aF_a + R_aF_н + \sum R_aF_0 \cos\alpha)\,\mathrm{tg}\,\beta}{q_{xw} + p}; \quad (5.55)$$

для балок с наклонной растянутой и горизонтальной сжатой гранями

$$c = \frac{Q_1 - P_i + 0{,}5q_{xw}u - \sum R_aF_0 \sin\alpha - (R_aF_a + R_aF_н)\sin\beta}{q_{xw} + p}, \quad (5.56)$$

где Q_1 — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через начало рассматриваемого наклонного сечения в растянутой зоне;

β — угол наклона сжатой или растянутой грани к горизонтали;

P_i и p — соответственно сосредоточенная и равномерно распределенная нагрузки в пределах наклонного сечения.

Для предварительно напряженных элементов, армированных проволокой, пучками или прядями без анкеров, должна быть проверена прочность на изгиб по наклонным сечениям, начинающимся у грани опоры, а также на длине зоны анкеровки с учетом уменьшения расчетного сопротивления арматуры по длине зоны анкеровки.

Для обеспечения прочности наклонных сечений по изгибающему моменту продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны быть заведены за точку теоретического обрыва (за сечение, нормальное к оси элемента, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету на изгибающий момент,— см. рис. 4.19) на длину не менее 20 d и не менее величины w, определяемой для элементов постоянного сечения по формуле (4.62).

Для балок переменной высоты величина w определяется по формулам:

при наклонной сжатой и горизонтальной растянутой гранях

$$w = \frac{Q - Q_{от} - (R_aF_a + R_aF_н)\,\mathrm{tg}\,\beta}{2q_{xw}} + 5d; \quad (5.57)$$

при наклонной растянутой и сжатой горизонтальной гранях

$$w = \frac{Q - Q_{от} - (R_aF_a + R_aF_н)\sin\beta}{2q_{xw}} + 5d, \quad (5.58)$$

где Q — расчетная поперечная сила в вертикальном сечении, проведенном через точку теоретического обрыва стержня, соответствующая тому случаю нагружения, для которого определялась точка теоретического обрыва;

$Q_{от}$ — поперечная сила, воспринимаемая отгибами в том же сечении элемента, определяемая по формуле

$$Q_{от} = R_aF_0 \sin\alpha; \quad (5.59)$$

d — расчетный диаметр обрываемого стержня;

β — угол наклона продольной растянутой грани балки к горизонтали при наклонной растянутой грани или угол наклона сжатой грани балки (см. рис. 5.15 и 5.17);

q_{xw} — предельное усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента, определяемое по формуле (4.59);

R_aF_a и $R_aF_н$ — предельные усилия в растянутой арматуре в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва растянутых стержней.

Расчет на воздействие предварительного обжатия и усилий, возникающих при транспортировании и монтаже

Расчет прочности элементов на воздействие предварительного обжатия с учетом в необходимых случаях усилий от собственного веса и монтажных нагрузок производится, как центрально или внецентренно сжатых элементов. При этом усилия напрягаемой арматуры вводятся в расчет как внешние нагрузки в виде продольной силы $N_н$, действующей в точке приложения равнодействующей усилий от предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

При центральном предварительном обжатии продольная сила $N_н$ определяется от усилий во всей напрягаемой арматуре.

Для внецентренно обжимаемых элементов продольная сила определяется только от усилий в напрягаемой арматуре, расположенной в наиболее обжатой зоне.

Усилия обжатия $N_н$ и $N_н'$ определяются в зависимости от напряжений в напрягаемой арматуре, принимаемых с учетом способа и порядка натяжения.

При натяжении арматуры на упоры напряжения в напрягаемой арматуре принимаются равными $\sigma_0 - \sigma_п$, где σ_0 — предварительное напряжение в арматуре после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона; $\sigma_п$ — потери предварительного напряжения в арматуре при доведении бетона сжатой зоны до предельного состояния, равные $\sigma_п = 3000$ *кг/см*², но не более σ_0.

При натяжении одновременно всей арматуры на бетон напряжения в напрягаемой арматуре принимаются равными контролируемым предварительным напряжениям в арматуре по окончании обжатия бетона до проявления потерь $\sigma_н$.

При натяжении арматуры на бетон поочередно напряжения в напрягаемой арматуре принимаются равными $\sigma_0 - \sigma_п$, где σ_0 — имеет то же значение, что и при натяжении арматуры на упоры, а $\sigma_п$ — потери предварительного напряжения в арматуре, определяемые по формуле

$$\sigma_п = \frac{F_1 F_{рн}}{F_2 F_н} \cdot 3000, \tag{5.60}$$

где F_1 и F_2 — соответственно наименьшая и наибольшая площади поперечных сечений обжимаемого элемента $\left(\text{для элементов постоянного поперечного сечения } \frac{F_1}{F_2} = 1\right)$;

$F_{рн}$ — площадь напрягаемой арматуры всех групп обжимаемой зоны элемента, прочность которой проверяется, кроме площади последней группы, которая равна $F_н - F_{рн}$;

$F_н$ — для элементов, обжимаемых центрально,— площадь сечения всей напрягаемой арматуры; для элементов, обжимаемых внецентренно,— площадь сечения всей напрягаемой арматуры обжимаемой зоны элемента, прочность которой проверяется.

Если на отдельных участках элемента имеется местное уменьшение сечения (например проемы), прочность сечений на этих участках при натяжении арматуры на бетон рассчитывается при $\sigma_п = 0$.

При наличии напрягаемой арматуры, непараллельной продольной оси элемента, в расчет прочности на обжатие вводится продольная составляющая силы натяжения арматуры.

Прочность бетона при обжатии рассчитывается с учетом расчетного сопротивления бетона, соответствующего его прочности в момент обжатия.

Влияние продольного изгиба или прогиба элемента от обжатия не учитывается при расчете прочности железобетонного элемента при обжатии бетона арматурой, натягиваемой на упоры, имеющей сцепление с бетоном, или арматурой, натягиваемой на бетон, при расположении ее в закрытых каналах и не смещаемой по поперечному сечению элемента.

Влияние продольного изгиба или прогиба элемента учитывается при расчете прочности железобетонного элемента при обжатии бетона арматурой, натягиваемой на бетон, не имеющей сцепления с бетоном и способной смещаться по поперечному сечению элемента, т. е. при расположении арматуры в каналах, пазах, выемках или за пределами сечения. При этом расчетная длина элемента принимается равной расстоянию между устройствами, прикрепляющими арматуру к бетону по длине элемента.

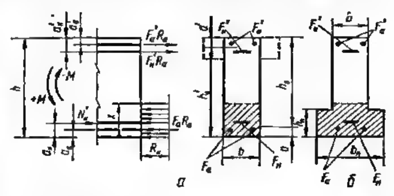


Рис. 5.18. Схема внутренних усилий в сечении внецентренно обжатого элемента:

а — с полкой, расположенной при работе на эксплуатационные нагрузки у сжатой грани; *б* — то же, у растянутой грани.

Прочность центрально обжатых элементов проверяется так же, как центрально сжатых элементов с ненапрягаемой арматурой.

Прочность внецентренно обжатых элементов прямоугольного и таврового сечений с полкой, расположенной при работе элемента на эксплуатационные нагрузки у сжатой грани (рис. 5.18, *а*), рекомендуется проверять по алгоритму, приведенному в табл. 5.15.

Таблица 5.15. **Проверка прочности внецентренно обжатых элементов прямоугольного сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$A_0 = \dfrac{N'_н (h'_0 - a_н) \pm M - F_а R_а (h'_0 - a_а)}{b (h'_0)^2 R_н}$	
2	Если $A_0 \leqslant A_{0макс}$, перейти к п. 3, иначе — конец	Проверка прочности сжатой зоны
3	В зависимости от A_0 по табл. 4.6 находим α	
4	$F'_н R_а + F'_а R_а \geqslant \alpha b h'_0 R_н + R_а F_а - N'_н$; конец	Проверка прочности растянутой арматуры

П р и м е ч а н и е. Расчетный изгибающий момент M, возникающий в элементе при изготовлении, транспортировании и монтаже (от собственного веса и других нагрузок) вводится в формулу п. 1 со знаком плюс, если он вызывает увеличение сжимающих напряжений в зоне расположения арматуры $F_н$, и со знаком минус, если он вызывает уменьшение напряжений в той же зоне.

Прочность сечения элемента при его обжатии достаточна, если выполняются условия п. 2 и 4 табл. 5.15.

Прочность внецентренно обжатых элементов двутаврового сечения и таврового сечения с полкой, расположенной при работе элемента на эксплуатационные нагрузки у растянутой грани (см. рис. 5.18, *б*), рекомендуется выполнять по алгоритму, приведенному в табл. 5.16.

Прочность сечения при обжатии достаточна, если выполняются условия п. 3 и 7 табл. 5.16.

Таблица 5.16. **Проверка прочности внецентренно обжатых элементов таврового сечения**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	В зависимости от $\frac{h_п}{h'_0}$ и $\frac{b_п}{b}$ по табл. 4.10 находим $A_{св}$ и $\alpha_{св}$	
2	$A_0 = \frac{N'_н (h'_0 - a_н) \pm M - F_а R_а (h'_0 - a_а)}{b (h'_0)^2 R_и}$	
3	Если $A_0 \leqslant A_{0 макс} + A_{св}$, перейти к п. 4, иначе — конец	Проверка прочности сжатой зоны
4	В зависимости от $\frac{b_п}{b}$ и $\frac{h_п}{h'_0}$ по табл. 4.13 находим $A_п$	
5	Если $A_0 \leqslant A_п$, расчет выполняется, как для прямоугольного сечения шириной $b_п$ по алгоритму, приведенному в табл. 5.15; иначе — к п. 6	Если величина $A_{св}$ расположена в табл. 4.10 ниже жирной черты, то при расчете по алгоритму табл. 5.15 должно выполняться условие $A_0 \leqslant A_{0\,макс} \frac{1 + 2,5A_{св}}{\frac{b_п}{b}}$
6	В зависимости от $A_{01} = A_0 - A_{св}$ по табл. 4.6 находим α	
7	$F'_н R_а + F'_а R_а \geqslant (\alpha + \alpha_{св}) b h_0 R_и + F_а R_а - N'_н$; конец	Проверка прочности растянутой арматуры

Примечание. Расчетный изгибающий момент M, возникающий в элементе при его изготовлении, транспортировании и монтаже (от собственного веса и других нагрузок) вводится в формулу п. 2 со знаком плюс, если он вызывает увеличение сжимающих напряжений в зоне расположения арматуры $F_н$, и со знаком минус, если он вызывает уменьшение напряжений в той же зоне.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

Общие положения

Расчет по образованию трещин предварительно напряженных элементов железобетонных конструкций производится в нормальных и наклонных к продольной оси элемента сечениях во всех наиболее опасных местах по длине пролета в зависимости от вида эпюр продольных сил, изгибающих моментов, поперечных сил и крутящих моментов, а также в зависимости от изменения сечения элемента, величины, места приложения и направления усилий предварительного обжатия.

Для предварительно напряженных элементов, армированных проволокой, пучками или прядями без анкеров, обязательна проверка по образованию трещин в сечениях на грани опоры и на длине зоны анкеровки арматуры $l_{ан}$.

Для балок, не подлежащих расчету на выносливость, в которых высота сечения на опоре h_0 превышает длину зоны анкеровки $l_{ан}$, допускается при спуске натяжения не производить на этой длине проверку по образованию трещин. При этом должна быть предусмотрена дополнительная ненапрягаемая продольная арматура в растянутой при обжатии части приопорной зоны сечением не менее 0,2% от площади опорного сечения балки. Дополнительная арматура устанавливается на длине не менее $1,5h_0$ от начала зоны анкеровки.

Осевое растяжение центрально обжатых элементов

Предварительно напряженные центрально обжатые железобетонные элементы при осевом растяжении (рис. 5.19) рассчитывают по образованию трещин из условия

$$N \leqslant N_т, \tag{5.61}$$

где

$$N_т = R_т F + (300 - \sigma_а) F_а + (300 + m_т \sigma_0) F_н; \tag{5.62}$$

F — площадь сечения бетона; допускается не учитывать уменьшение площади сечения бетона за счет арматуры, если ее полное сечение составляет не более 3% от площади сечения элемента;

$\sigma_а$ — сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре от усадки и ползучести бетона в зависимости от стадии работы элемента, для которой производится расчет;

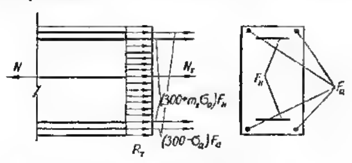


Рис. 5.19. Схема внутренних усилий в поперечном сечении центрально растянутого предварительно напряженного элемента при расчете его по образованию трещин.

$F_н$ и $F_а$ — соответственно площадь всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

$m_т$ — коэффициент точности предварительного напряжения арматуры, принимаемый меньшим единицы (см. табл. 5.3);

σ_0 — напряжение в напрягаемой арматуре в рассматриваемом сечении с учетом потерь в зависимости от стадии работы элемента, для которой производится расчет.

Для элементов, в которых до предварительного напряжения могут образоваться трещины, а также для стыковых сечений составных и блочных конструкций при расчете их по образованию трещин (началу раскрытия швов) величину $N_т$ определяют по формуле

$$N_т = m_т \sigma_0 F_н. \tag{5.63}$$

Элементы, работающие на изгиб, внецентренное растяжение, осевое растяжение при внецентренном обжатии и кручение

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

Расчет по образованию трещин сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых и внецентренно растянутых элементов, производится для зоны сечения, растянутой от действия внешних нагрузок, и для зоны, растянутой от действия усилий предварительного обжатия (в стадии изготовления, транспортирования и монтажа).

Расчет по образованию трещин в большинстве случаев выполняется с учетом неупругих деформаций бетона растянутой зоны без учета неупругих деформаций бетона сжатой зоны. При этом эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны принимается треугольной. Напряжения в бетоне растянутой зоны принимаются равными расчетному сопротивлению бетона $R_т$, а эпюра напряжений — прямоугольной.

Учет неупругих деформаций бетона сжатой зоны необходим при больших сжимающих напряжениях, равных расчетным сопротивлениям бетона сжатию $R_и$. Это может иметь место при расчете изгибаемых элементов, не

имеющих полки в сжатой зоне (или при небольших ее размерах), и при расчете внецентренно сжатых элементов.

Если в изгибаемых элементах таврового сечения с полкой в растянутой зоне (или сечения, близкого к тавровому) выполняется условие

$$N + N_0 \leqslant \frac{R_\text{и} bh}{2} - R_\text{т} F_\text{п}, \tag{5.64}$$

расчет по образованию трещин выполняется без учета неупругих деформаций бетона сжатой зоны.

Сечения, нормальные к продольной оси предварительно напряженных железобетонных элементов, в большинстве случаев рассчитываются по образованию трещин с учетом неупругих деформаций только бетона растянутой зоны из условия

$$M_\text{в}^\text{я} \leqslant M_\text{т}, \tag{5.65}$$

где $M_\text{в}^\text{я}$ — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от зоны сечения,трещинообразование которой проверяется.

Значение $M_\text{т}$ определяется по формуле

$$M_\text{т} = R_\text{т} W_\text{т} \pm M_\text{об}^\text{я}, \tag{5.66}$$

где $W_\text{т}$ — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый с учетом неупругих деформаций растянутого бетона в предположении отсутствия продольной силы;

$M_\text{об}^\text{я}$ — момент равнодействующей усилий N_0 в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от зоны сечения, трещинообразование которой проверяется; знак момента определяется направлением вращения.

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести приведенного сечения определяется по формуле

$$r_\text{я} = \frac{W_0}{F_\text{п}}, \tag{5.67}$$

где $F_\text{п}$ и W_0 — соответственно площадь и момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемые, как для упругих материалов.

При расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок, значение $M_\text{т}$ определяется по формуле

$$M_\text{т} = R_\text{т} W_\text{т} + N_0 (e_0 + r_\text{я}), \tag{5.68}$$

где e_0 — эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения усилия N_0, определяемого с учетом всех потерь предварительного напряжения при коэффициенте точности натяжения $m_\text{т}$, меньшем единицы (см. табл. 5.3).

Значение $M_\text{в}^\text{я}$ определяется по формулам:

при внешней нагрузке, изгибающей элемент (рис. 5.20, *а*),

$$M_\text{в}^\text{я} = M; \tag{5.69}$$

при внешней нагрузке, внецентренно растягивающей элемент (см. рис. 5.20, *б*), и при осевом растяжении внецентренно обжатых элементов, если в предельном состоянии растягивающая сила не превышает усилия обжатия,

$$M_\text{в}^\text{я} = N (e_{0N} + r_\text{я}). \tag{5.70}$$

где e_{0N} — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения.

Критерием того, не превышает ли растягивающая сила в предельном состоянии усилия обжатия, является одновременное выполнение следующих условий (рис. 5.21):

сила обжатия N_0 и ядровая точка, наиболее удаленная от зоны сечения, проверяемой по образованию трещин, расположены по одну сторону от внешней силы N;

расстояние между внешней силой N и силой обжатия N_0

$$c - c_0 \geqslant \frac{R_т W_т}{N_0}. \tag{5.71}$$

Если растягивающая сила в предельном состоянии превышает усилие обжатия, т. е. не выполняется хотя бы одно из приведенных условий, расчет по образованию трещин в сечениях, нормальных к продольной оси внецентренно растянутых элементов, а также центрально растянутых внецентренно обжатых элементов производится из условия

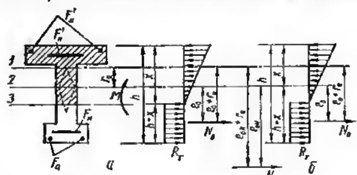


Рис. 5.20. Схема внутренних усилий в сечении предварительно напряженного элемента при расчете по образованию трещин зоны, растянутой внешней нагрузкой:

а — изгибаемый элемент; *б* — внецентренно растянутый элемент; *1* — граница ядра сечения; *2* — линия центра тяжести; *3* — нейтральная линия.

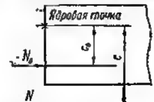


Рис. 5.21. Внутренние усилия во внецентренно растянутом предварительно напряженном элементе.

$$M_в^у \leqslant M_т, \tag{5.72}$$

где

$$M_т = R_т W_т \pm M_{об}^у; \tag{5.73}$$

$M_в^у$ — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через условную ядровую точку, отстоящую от центра тяжести сечения на расстоянии

$$r_у = \frac{W_т}{F_п}; \tag{5.74}$$

$M_{об}^у$ — момент равнодействующей усилий N_0 в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно той же оси; знак момента определяется направлением вращения.

Значения $M_в^у$ и $M_{об}^у$ определяются по формулам

$$M_в^у = N(e_{0N} + r_у); \tag{5.75}$$

$$M_{об}^у = N_0(e_0 + r_у). \tag{5.76}$$

Расчет по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилий предварительного обжатия (рис. 5.22) в стадии предварительного обжатия, транспортирования и монтажа производится из условия

$$N_0(e_0 - r_я) \pm M_в^я \leqslant R_т W_т. \tag{5.77}$$

Усилие N_0 определяется с учетом потерь предварительного напряжения, происходящих до окончания обжатия бетона; коэффициент точности натяжения $m_т$ (см. табл. 5.3) принимается равным единице.

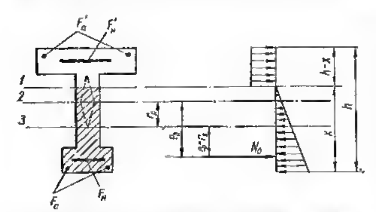


Рис. 5.22. Схема внутренних усилий в сечении внецентренно обжатого элемента при расчете его по образованию трещин:

1 — нейтральная линия; 2 — линия центра тяжести сечения; 3 — граница ядра сечения.

Момент $M_в^я$ определяется от внешней нагрузки, действующей на элемент в процессе предварительного обжатия, транспортирования и монтажа (например собственного веса), и принимается со знаком плюс, если моменты $M_в^я$ и $M_{об}^я = N_0 (e_0 - r_я)$ совпадают по направлению. Знак минус принимается, если эти моменты действуют в противоположных направлениях.

Значения моментов сопротивления для растянутой грани сечения с учетом неупругих деформаций растянутого бетона рекомендуется определять по формуле

$$W_т = \gamma W_0, \tag{5.78}$$

где W_0 — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый, как для упругих материалов;

γ — коэффициент, определяемый по табл. 5.17.

Если при расчете изгибаемых элементов таврового сечения с полкой в растянутой зоне (или других сечений, близких к тавровому) не выполняется условие (5.64), расчет по образованию трещин следует производить с учетом

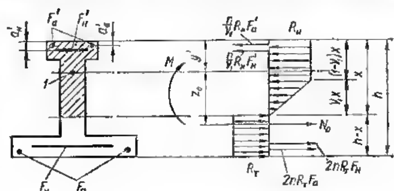


Рис. 5.23. Схема внутренних усилий в сечении изгибаемого предварительно напряженного элемента, рассчитываемого по образованию трещин с учетом неупругих деформаций сжатого бетона:

1 — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

неупругих деформаций бетона сжатой зоны, принимая трапециевидную эпюру сжимающих напряжений (рис. 5.23), из условия

$$M \leqslant M_{т.с}, \tag{5.79}$$

где

$$M_{т.с} = R_т W_{т.с} \pm M_{об}; \tag{5.80}$$

M — изгибаемый момент в рассматриваемом сечении;

$W_{т.с}$ — момент сопротивления приведенного сечения для растянутой грани с учетом неупругих деформаций растянутого и сжатого бетона;

$M_{об}$ — момент равнодействующей усилий N_0 в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения.

Знаки моментов M и усилия предварительного обжатия $M_{об}$ определяются направлением их действия относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения.

Момент сопротивления $W_{т.с}$ с учетом неупругих деформаций растянутого и сжатого бетона вычисляется по формуле

$$W_{т.с} = S_р + 2nS_а, \tag{5.81}$$

где $S_р$ и $S_а$ — статические моменты соответственно площади бетона и всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры растянутой зоны относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения.

Таблица 5.17. **Значения коэффициента γ для определения момента сопротивления сечения $W_т = \gamma W_0$**

$\frac{h'_{пу}}{h}$	$\frac{b_{пу}}{b}$	$b'_{пу}/b = 1$					$b'_{пу}/b = 3$					$b'_{пу}/b = 5$					$b'_{пу}/b = 7$					$b'_{пу}/b = 9$				
		$h_{пу}/h$																								
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4
0,1	1,0		1,75	1,75	1,75	1,73		1,73	1,73	1,73	1,73		1,71	1,71	1,71	1,71		1,69	1,69	1,69	1,69		1,67	1,67	1,67	1,67
	1,5		1,67	1,66	1,70	1,75		1,65	1,64	1,65	1,70		1,64	1,62	1,63	1,67		1,62	1,60	1,61	1,64		1,60	1,58	1,59	1,62
	2,0		1,61	1,61	1,64	1,68		1,60	1,59	1,63	1,71		1,58	1,66	1,59	1,66		1,56	1,54	1,57	1,63		1,55	1,53	1,55	1,60
	3,0	1,75	1,53	1,37	1,71	1,81	1,73	1,52	1,54	1,63	1,77	1,71	1,50	1,50	1,58	1,70	1,69	1,49	1,48	1,55	1,68	1,67	1,48	1,46	1,52	1,62
	4,0		1,48	1,56	1,76	1,83		1,47	1,51	1,66	1,82		1,45	1,48	1,59	1,75		1,44	1,45	1,55	1,69		1,42	1,43	1,52	1,64
	6,0		1,42	1,59	1,86	1,84		1,40	1,51	1,74	1,84		1,39	1,46	1,65	1,83		1,37	1,43	1,59	1,80		1,36	1,41	1,55	1,73
	8,0		1,40	1,64	1,87	1,84		1,37	1,54	1,84	1,85		1,35	1,48	1,73	1,87		1,34	1,44	1,55	1,84		1,33	1,41	1,60	1,83
0,3	1,0		1,75	1,75	1,75	1,75		1,69	1,60	1,69	1,69		1,65	1,65	1,65	1,55		1,64	1,64	1,64	1,64		1,63	1,63	1,63	1,63
	1,5		1,67	1,66	1,70	1,75		1,63	1,60	1,61	1,64		1,59	1,57	1,58	1,80		1,60	1,67	1,67	1,68		1,73	1,72	1,74	1,77
	2,0		1,61	1,61	1,68	1,78		1,56	1,54	1,58	1,64		1,53	1,51	1,53	1,56		1,59	1,50	1,51	1,55		1,69	1,68	1,72	1,78
	3,0	1,75	1,53	1,57	1,71	1,81	1,69	1,48	1,48	1,66	1,66	1,65	1,41	1,45	1,50	1,58	1,64	1,45	1,43	1,47	1,54	1,63	1,48	1,43	1,45	1,52
	4,0		1,48	1,56	1,76	1,83		1,43	1,44	1,66	1,71		1,41	1,41	1,49	1,61		1,40	1,39	1,46	1,55		1,41	1,38	1,44	1,52
	6,0		1,42	1,59	1,86	1,84		1,37	1,44	1,61	1,82		1,35	1,38	1,51	1,68		1,33	1,36	1,46	1,60		1,33	1,34	1,43	1,50
	8,0		1,40	1,64	1,87	1,84		1,34	1,45	1,68	1,83		1,31	1,40	1,55	1,77		1,30	1,35	1,49	1,67		1,29	1,33	1,47	1,60

Примечания: 1. Значения $b_{пу}$, $h_{пу}$, $b'_{пу}$ и $h'_{пу}$ определяются по формулам:

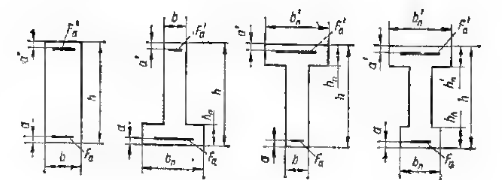
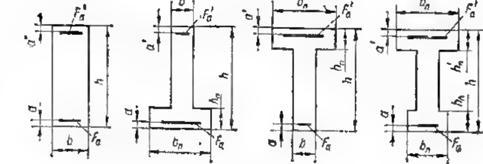
$$b_{пу} = b_п + \frac{2nF_а}{h_{пу}};\ h_{пу} = h_п;\ b'_{пу} = b'_п + \frac{nF'_а}{h'_{пу}};\ h'_{пу} = h'_п.$$

При $b_п = b$ $h_{пу} = 2a$, $b_{пу} = b + \frac{nF_а}{a}$; при $b'_п = b$ $h'_{пу} = 2a'$, $b'_{пу} = b + \frac{nF'_а}{2a'}$.

2. В таблице обозначения $b_{пу}$ и $h_{пу}$ соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а $b'_{пу}$ и $h'_{пу}$ — размерам полки, которая для этого случая расчета сжата.

3. W_0 — момент сопротивления сечения в предположении упругой работы бетона.

4. Коэффициент γ допускается принимать по ближайшим табличным значениям $b'_{пу}/b$, $h'_{пу}/h$, $b_{пу}/b$ и $h_{пу}/h$.

Положение точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения относительно крайнего сжатого волокна (см. рис. 5.23) определяется по формуле

$$y' = \frac{\alpha b x^2 + S_{св} + \frac{n}{\nu_1} F'_а a'_а + \frac{n}{\nu_1} F'_н a'_н}{\beta b x + F_{св} + \frac{n}{\nu_1} F'_а + \frac{n}{\nu_1} F'_н}, \qquad (5.82)$$

где $F_{св}$ и $S_{св}$ — площадь и статический момент свесов полки в сжатой зоне относительно крайнего сжатого волокна;

α и β — коэффициенты, учитывающие влияние неупругих деформаций сжатого бетона, которые находят в зависимости от значения коэффициента ν_1, определяющего часть высоты сжатой зоны бетона, в пределах которой ее деформации принимаются упругими;

$$\nu_1 = 6\frac{1-\psi}{\psi + 3{,}1}, \text{ но не менее } 0{,}3 \qquad (5.83)$$

x — высота сжатой зоны при расчете сечений с учетом неупругих деформаций сжатого бетона, определяемая по формуле

$$x = \frac{\psi + 3{,}1}{41} h. \qquad (5.84)$$

Таблица 5.18. **Значения коэффициентов α, β и γ**

ν_1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
α	0,184	0,207	0,232	0,260	0,292	0,337	0,365
β	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85
γ	0,335	0,345	0,357	0,372	0,390	0,422	0,430

Значения коэффициентов α и β определяются по табл. 5.18 или вычисляются по формулам

$$\alpha = \frac{\nu_1^2 - 3\nu_1 + 3}{6}; \qquad (5.85)$$

$$\beta = 1 - 0{,}5\nu_1. \qquad (5.86)$$

В формулах (5.83) и (5.84)

$$\psi = \frac{N + N_0 - R_и (F_{св} + nF'_а + nF'_н)}{R_и bh} + \frac{R_т (F_{уш} + 2nF_а + 2nF_н)}{R_и bh}. \qquad (5.87)$$

Если нейтральная линия пересекает полку в растянутой зоне, в формуле (5.87) значение $F_{уш}$ определяется по высоте растянутой зоны полки $h_{п.р} = h - x$. Если по расчету получается $x \geqslant h$, трещиностойкость не проверяется.

При отсутствии полки в сжатой зоне и при суммарной площади сечения арматуры в сжатой зоне $F'_а + F'_н$ не более 1,5% от площади ребра $F_р$, значение y' допускается определять по формуле

$$y' = \gamma x, \qquad (5.88)$$

где γ — коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций сжатого бетона, определяемый по табл. 5.18 или по формуле

$$\gamma = \frac{1}{3} \cdot \frac{\nu_1^2 - 3\nu_1 + 3}{2 - \nu_1}. \qquad (5.89)$$

Расчеты по образованию трещин в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется выполнять по алгоритму, приведенному в табл. 5.19.

Таблица 5.19. **Расчет по образованию трещин в сечениях, нормальных к продольной оси элемента**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	Если для изгибаемых элементов таврового сечения с полкой в растянутой зоне (или сечения, близкого к тавровому) $N + N_0 > \frac{R_{\text{и}} bh}{2} - R_{\text{т}} F_{\text{п}}$, расчет выполняется с учетом неупругих деформаций сжатого бетона по формулам (5.79) — (5.89), иначе — к п. 2	Проверка условия (5.64)
2	$r_{\text{я}} = \frac{W_0}{F_{\text{п}}}$	
3	По табл. 5.17 находим γ	
4	$W_{\text{т}} = \gamma W_0$	Определение $W_{\text{т}}$
5	Если расчет выполняется в стадии обжатия, перейти к п. 16, иначе — к п. 6	
6	$M_{\text{т}} = R_{\text{т}} W_{\text{т}} + N_0 (e_0 + r_{\text{я}})$	Определение $M_{\text{т}}$
7	Если элемент внецентренно растянут или растянут центрально при внецентренном обжатии, перейти к п. 10, иначе — к п. 8	
8	$M_{\text{в}}^{\text{я}} = M$	Определение $M_{\text{в}}^{\text{я}}$
9	$M_{\text{в}}^{\text{я}} \leqslant M_{\text{т}}$; конец	Проверка условия (5.65)
10	Если сила обжатия N_0 и ядровая точка, наиболее удаленная от зоны сечения, проверяемой по образованию трещин, расположены по одну сторону от внешней силы N или $c - c_0 \geqslant \frac{R_{\text{т}} W_{\text{т}}}{N_0}$, принять $M_{\text{в}}^{\text{я}} = N (e_{0N} + r_{\text{я}})$ и перейти к п. 9, иначе — к п. 11	См. рис. 5.20
11	$r_y = \frac{W_{\text{т}}}{F_{\text{п}}}$	
12	$M_{\text{об}}^{\text{у}} = N_0 (e_0 + r_y)$	
13	$M_{\text{в}}^{\text{у}} = N (e_{0N} + r_y)$	
14	$M_{\text{т}} = R_{\text{т}} W_{\text{т}} + M_{\text{об}}^{\text{у}}$	
15	$M_{\text{в}}^{\text{у}} \leqslant M_{\text{т}}$; конец	Проверка условия (5.72)
16	$N_0 (e_0 - r_{\text{я}}) \pm M_{\text{в}}^{\text{я}} \leqslant R_{\text{т}} W_{\text{т}}$; конец	Проверка условия (5.77)

Примечание. Значения $M_{\text{в}}^{\text{я}}$ принимаются со знаком плюс, если моменты $M_{\text{в}}^{\text{я}}$ и $N_0 (e_0 - r_{\text{я}})$ совпадают по направлению, и со знаком минус, если эти моменты действуют в противоположных направлениях.

При внецентренном растяжении величина предельной продольной силы, которую может воспринять сечение при заданном эксцентриситете непосредственно перед началом раскрытия (перед появлением) трещин, определяется по формуле

$$N_{\text{т}} = \frac{M_{\text{т}}}{e'}\,, \tag{5.90}$$

где e' — расстояние от точки приложения продольной силы до оси, относительно которой определяется момент $M_{\text{т}}$.

Расчет по образованию трещин в изгибаемых элементах, состоящих из сборных предварительно напряженных элементов и дополнительно уложенного бетона, после достижения этим бетоном заданной прочности в случаях, когда сечения сборных элементов оказываются расположенными частично в растянутой и частично в сжатой зонах, производится следующим образом.

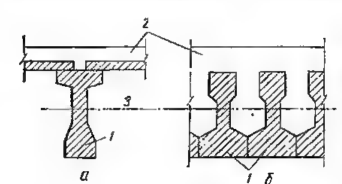


Рис. 5.24. Схемы сечений сборно-монолитных конструкций при расположении дополнительно уложенного бетона:

а — только в сжатой зоне сечения; *б* — в сжатой и растянутой зонах сечения; *1* — сборные элементы; *2* — дополнительно уложенный бетон; *3* — нейтральная линия сечения сборно-монолитного элемента

Если дополнительно уложенный бетон расположен только в сжатой зоне сечения (рис. 5.24, *а*), в случаях, когда величина $M_{об}^{я}$ в сечении сборно-монолитной конструкции больше, чем в сечении сборного элемента, для определения $M_т$ вместо формулы (5.66) допускается пользоваться формулой

$$M_т = R_т W_т + M_{об}^{я} - M_1\left(\frac{z_я}{z_{я1}} - 1\right), \qquad (5.91)$$

где $W_т$ — момент сопротивления сечения сборно-монолитной конструкции;

$M_{об}^{я}$ — момент усилия обжатия N_0 относительно ядровой точки сечения сборно-монолитной конструкции;

M_1 — изгибающий момент от внешней нагрузки, действовавшей в сечении сборного элемента до приобретения дополнительно уложенным бетоном требуемой прочности;

$z_{я1}$ и $z_я$ — расстояние от силы N_0 до ядровой точки, наиболее удаленной от зоны сечения, в которой проверяется трещинообразование, соответственно для сечений сборного и сборно-монолитного элементов.

Если дополнительно уложенный бетон расположен в сжатой и растянутой зонах сечения сборно-монолитного элемента (см. рис. 5.24, *б*), то в формуле (5.91) величины $W_т$ и $z_я$ заменяются соответственно величинами $W_{т.п}$ и $z_{я.п}$, где

$$W_{т.п} = W_{т.о} + (0{,}8\, W_т - W_{т.о})\left(\frac{M_1}{M_{об}^{я1}}\right)^2; \qquad (5.92)$$

$$z_{я.п} = z_{я.о} - (z_{я.о} - z_я)\left(\frac{M_1}{M_{об}^{я1}}\right)^2, \qquad (5.93)$$

где $M_{об}^{я1}$ — момент усилия обжатия N_0 относительно ядровой точки сечения сборного элемента, наиболее удаленной от зоны сечения, в которой проверяется трещинообразование;

$W_{т.о}$ и $z_{я.о}$ — соответственно условный момент сопротивления и расстояние от силы N_0 до ядровой точки сечения сборно-монолитного элемента, определяемые в предположении, что площадь сечения растянутой части дополнительно уложенного бетона равна нулю. При этом положение нейтральной оси допускается определять как для целого сечения сборно-монолитного элемента.

При этом должно соблюдаться условие

$$M_1 \leqslant M_{об}^{я1}. \qquad (5.94)$$

При расчете стыковых сечений составных блочных конструкций на раскрытие швов величина $R_т$ в приведенных выше формулах принимается равной нулю.

Если в нормальном сечении предварительно напряженного элемента II категории трещиностойкости, рассчитываемом по образованию трещин от действия внешних нагрузок, допускается и по расчету действительно имеет место образование трещин в зоне, сжатой от действия внешней нагрузки на более ранних стадиях работы конструкции (например от действия пред-

варительного обжатия), то величина момента, который может воспринять сечение перед появлением трещин $M_т$, принимается сниженной на 10%.

Предварительное определение необходимого количества продольной напрягаемой арматуры $A_н$ и $A'_н$ для обеспечения трещиностойкости зоны, растянутой от действия усилий предварительного обжатия, и зоны, растянутой от действия внешней нагрузки (рис. 5.25), рекомендуется производить по формулам

$$F_н = \frac{F_{н2} - F_{н1}k_2}{1 - k_2 k_1}; \quad (5.95)$$

$$F'_н = F_н k_1 - F_{н1}, \quad (5.96)$$

где

$$F_{н2} = \frac{M_2 - R_{т2}W_{т2}}{m_{т2}\sigma_{02}(y_{н2} + r_{я2})}; \quad (5.97)$$

$$F_{н1} = \frac{R_{т1}W_{т1} \mp M_1}{\sigma_{01}(y'_{н1} + r_{я1})}; \quad (5.98)$$

$$\left.\begin{aligned} k_2 &= \frac{y'_{н2} - r_{я2}}{y_{н2} + r_{я2}} \cdot \frac{\sigma'_{02}}{\sigma_{02}}; \\ k_1 &= \frac{y_{н1} - r_{я1}}{y'_{н1} + r_{я1}}. \end{aligned}\right\} \quad (5.99)$$

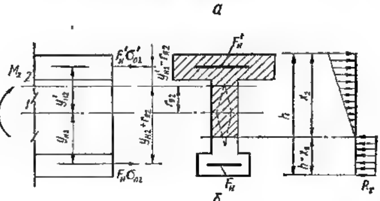


Рис. 5.25. Схемы внутренних усилий в сечении предварительно напряженного элемента при подборе площади сечения напрягаемой арматуры из расчета по образованию трещин зоны:

а — растянутой от действия усилий предварительного обжатия; *б* — растянутой от действия внешней нагрузки; *1* — линия центра тяжести сечения; *2* — граница ядра сечения.

Значения M_2, $W_{т2}$, $r_{я2}$, $y_{н2}$, $y'_{н2}$, $R_{т2}$, σ_{02}, σ'_{02} и $m_{т2}$ соответствуют расчету по образованию трещин зоны, растянутой от действия внешней нагрузки для наиболее опасного сечения (см. рис. 5.25, *б*); значения M_1, $W_{т1}$, $r_{я1}$, $y_{н1}$, $y'_{н1}$, $R_{т1}$ и σ_{01} соответствуют расчету по образованию трещин зоны, растянутой от действия усилий предварительного обжатия в наиболее опасном сечении (см. рис. 5.25, *а*).

Если значение $F_н$ получается отрицательным, значение $F_н$ принимается равным $F_{н2}$.

Если необходимо обеспечить только трещиностойкость зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, в конструкциях II категории трещиностойкости и при этом напрягаемая арматура $A_н'$ не устанавливается, площадь арматуры $A_н$ определяется по формуле

$$F_н = \frac{kM_2 - R_{т2}W_{т2}}{m_{т2}\sigma_{02}(y_{н2} + r_{я2})}. \quad (5.100)$$

При этом принимаем $k = 1{,}1$, если значение $F'_н$, вычисленное по формуле (5.96), получается положительным, и $k = 1$, если значение $F'_н$, вычисленное по формуле 5.96, получается равным нулю или отрицательным.

При предварительном подборе арматуры потери предварительного напряжения от ползучести для арматуры $A'_н$ допускается принимать равными нулю, а для арматуры $A_н$ определять по формуле

$$\sigma_п = 0{,}12\frac{R}{R_0}\sigma_{01}, \quad (5.101)$$

где R, R_0 — кубиковая прочность бетона соответственно при эксплуатации (марка бетона) и при предварительном обжатии.

Арматура подбирается по формулам (5.95) и (5.96), если соответствующие площади арматуры $A_н$ и $A'_н$ одинаковы в рассматриваемых сечениях по длине элемента.

При определении необходимой площади арматуры $F'_н$ в формуле (5.96) учитывается фактическая площадь арматуры $F_{н.ф}$; при этом фактическая площадь арматуры $F'_н$ принимается не более

$$F'_н = \frac{F_{н.ф}}{F_н};$$

если площадь арматуры $F'_н$ принимается большей, чем требуется по расчету, соответственно увеличивается площадь арматуры $F_н$.

После подбора арматуры по формулам (5.95) и (5.96) сечение должно быть проверено на трещиностойкость по общим формулам.

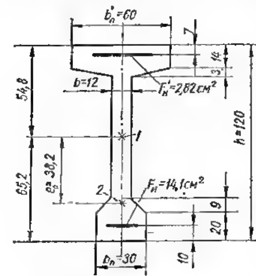


Рис. 5.26. Схема поперечного сечения предварительно напряженной железобетонной балки:

1 — центр тяжести приведенного сечения; *2* — центр тяжести всей продольной арматуры.

Пример 5.6. Проверить трещиностойкость предварительно напряженной балки (рис. 5.26). Расчетные данные: бетон марки 400 ($R_т = 17,5$ *кг/см²*); арматура из высокопрочной проволоки периодического профиля диаметром 5 *мм*; геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $F_п = 2712$ *см²*, момент инерции $I_п = 4\ 942\ 230$ *см⁴*, момент сопротивления для крайнего растянутого волокна $W_0 = 75\ 500$ *см³*; $n = 5,15$; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения $N_0 = 110\ 000$ *кг*. Нормативный момент от действия эксплуатационных нагрузок, растягивающий нижнюю грань сечения, $M_н = 92$ *т · м*.

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 5.19.

Так как сечение имеет полку в сжатой зоне, переходим к п. 2.

$$r_я = \frac{W_0}{F_п} = \frac{75\,500}{2712} = 27,8 \text{ см}.$$

По табл. 5.17 находим γ.

$$b_{пу} = b_п + \frac{2nF_а}{h_{пу}} = 30 + \frac{2 \cdot 5,15 \cdot 14,1}{24,5} = 36 \text{ см};$$

$$b'_{пу} = b'_п + \frac{nF'_а}{h'_{пу}} = 60 + \frac{5,15 \cdot 2,82}{15,5} = 61 \text{ см},$$

где (см. рис. 5.26) $h_{пу} = 20 + \frac{9}{2} = 24,5$ *см*;

$$h'_{пу} = 14 + \frac{3}{2} = 15,5 \text{ см}.$$

При определении $b_{пу}$ и $b'_{пу}$ в формулы вместо $F_а$ и $F'_а$ подставлены $F_н$ и $F'_н$.

При $\frac{h'_{пу}}{h} = \frac{15,5}{120} = 0,13$, $\frac{b_{пу}}{b} = \frac{36}{12} = 3$, $\frac{h_{пу}}{h} = \frac{24,5}{120} = 0,20$ и $\frac{b'_{пу}}{b} = \frac{61}{12} = 5,1$ находим $\gamma = 1,5$.

$$W_т = \gamma W_0 = 1,5 \cdot 75\,500 = 113\,000 \text{ см}^3.$$

Так как расчет выполняется в стадии эксплуатации, переходим к п. 6.

$$M_т = R_т W_т + N_0 (e_0 + r_я) =$$

$$= 17,5 \cdot 113\,000 + 110\,000\,(38,2 + 27,8) = 9\,240\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 92,4 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Так как рассчитывается изгибаемый элемент, переходим к п. 8.

$$M^я_в = M_н = 92 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$M^я_в = 92 \text{ т} \cdot \text{м} < M_т = 92,4 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Трещиностойкость сечения обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН В НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЯХ

При расчете по образованию трещин в наклонных сечениях должно удовлетворяться условие

$$\sigma_{г.р} \leqslant R_т , \tag{5.102}$$

где $\sigma_{г.р}$ — главные растягивающие напряжения, определяемые на уровне центра тяжести приведенного сечения в наиболее опасных местах по длине пролета.

Для сборно-монолитных элементов, если нейтральная ось пересекает сборные предварительно напряженные элементы (см. рис. 5.24), следует проверять величину главных растягивающих напряжений как на уровне центра тяжести полного сечения сборно-монолитного элемента, так и на уровне центра тяжести сборного элемента.

В тавровых и двутавровых балках, если центр тяжести сечения располагается в полке, расчет по образованию трещин производится по линии примыкания этой полки к ребру; при наличии в месте примыкания полки к ребру скосов или закруглений следует также проверять $\sigma_{г.р}$ на уровне примыкания к ребру скоса или закругления.

В балках с предварительно напряженной поперечной арматурой без анкеров, если при проверке главных растягивающих напряжений по центральной оси были учтены напряжения σ_y, вызванные натяжением этой арматуры, должны быть проверены главные растягивающие напряжения в зоне анкеровки поперечной арматуры в местах резкого изменения ширины сечения.

В изгибаемых элементах допускается не производить проверку по образованию трещин из условия (5.102), если соблюдается условие

$$\tau \leqslant 0{,}7 R_т , \tag{5.103}$$

где τ — наибольшие скалывающие напряжения в бетоне.

Напряжения $\sigma_{г.р}$ и τ определяются по формулам (5.20) — (5.24). При этом при определении $\sigma_{г.р}$ в элементах с арматурой из проволоки, пучков или прядей, не имеющих анкеров, необходимо учитывать снижение предварительного напряжения на длине зоны анкеровки продольной и поперечной арматуры.

При определении напряжений $\sigma_{г.р}$ или τ предварительные напряжения в продольной и поперечной арматуре σ_0 определяются с учетом всех потерь.

Если при проверке наклонного сечения условие (5.102) не удовлетворяется, следует либо увеличить размеры поперечного сечения элемента, либо применить предварительное напряжение поперечной арматуры, а если предварительное напряжение уже учитывалось в расчете, то увеличить его.

В этих случаях требуемую величину предварительного напряжения поперечной арматуры σ_{0x} определяют по формуле

$$\sigma_{0x} = \frac{u_x}{F_{н.x}} \left[b\,(\sigma_y - \sigma_{yм}) - \frac{F_{н.о}}{u_0} (\sigma_о + nR_т) \sin\alpha \right] - nR_т , \tag{5.104}$$

где σ_y — определяется из формулы (5.20) при $\sigma_{г.р} = R_т$

$$\sigma_y = \frac{\tau^2}{R_т \pm \sigma_x} - R_т ; \tag{5.105}$$

$\sigma_{yм}$ — местные сжимающие напряжения, определяемые по формулам (5.22) и (5.23);

σ_0 — напряжения в отогнутой арматуре после проявления всех потерь.

Напряжения σ_x и τ в формуле (5.105) вычисляются для наиболее опасного сечения на уровне, где определяются главные растягивающие напряжения. При этом предварительные напряжения в продольной арматуре определяются с учетом всех потерь.

В формуле (5.105) сжимающие напряжения σ_x принимаются со знаком плюс, а растягивающие — со знаком минус.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Деформации предварительно напряженных элементов I и II категорий трещиностойкости, при эксплуатации которых не допускаются трещины в растянутой зоне, определяются, как для сплошного упругого тела, с учетом работы бетона сжатой и растянутой зон. При этом в расчет вводится полное приведенное сечение элемента.

Жесткость таких элементов определяется при кратковременном действии нагрузки по формуле (4.131)

$$B_к = 0{,}85 E_б I_п .$$

Для конструкций из легких бетонов марки 100 и ниже, поризованных легких бетонов и бетонов на вспученном перлитовом песке коэффициент 0,85 заменяется на 0,7.

Проверка отсутствия трещин при расчете по деформациям выполняется по формулам (5.65) — (5.80) с заменой величины $R_т$ на $R^н_р$.

При определении деформаций балочных элементов таврового и двутаврового сечений постоянной высоты с отношением высоты сечения к пролету 1/7 и более, подвергающихся действию значительных сосредоточенных нагрузок, на участках балки от опоры до ближайшего сосредоточенного груза рекомендуется снижать жесткость на 10% по сравнению с вычисленной по формуле (4.131).

Если в отдельных зонах предварительно напряженных элементов II категории трещиностойкости допускается образование трещин при предварительном обжатии, значение $B_к$ для этих зон следует принимать на 15% меньше вычисленного по формуле (4.131).

Полная величина деформаций элементов, в которых не допускается образование трещин при действии эксплуатационных нагрузок, определяется по формуле

$$f = f_к + (f_д - f_в)\,c, \tag{5.106}$$

где $f_к$ — деформация от кратковременно действующей части нагрузки;

$f_д$ — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузки;

$f_в$ — деформация от кратковременного действия предварительного обжатия бетона (выгиб); при вычислении величины $f_в$ усилие в напрягаемой арматуре определяется с учетом всех потерь;

c — коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона и принимаемый как для элементов с ненапрягаемой арматурой (см. стр. 133).

При расчете конструкций из легких бетонов следует учитывать нарастание обратных выгибов после отпуска натяжения арматуры путем увеличения значения $f_в$ на 25%.

Деформации изгибаемых предварительно напряженных элементов III категории трещиностойкости, в которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, могут появляться трещины в растянутой зоне, определяются по значениям кривизн $1/\rho$, отсчитываемым от начального (до предварительного обжатия) состояния элементов. При этом на участках элементов, на которых трещины по расчету не образуются, при кратковременном действии нагрузок жесткость принимается равной $B_к$ $\left(\text{или кривизна } 1/\rho = \dfrac{M_к}{B_к}\right)$, а при длительном действии нагрузок жесткость принимается равной $\dfrac{B_к}{c}$, а кривизна $\dfrac{1}{\rho} = \dfrac{M_{дл} c}{B_к}$.

Кривизну изгибаемых предварительно напряженных железобетонных элементов определяют по формуле (4.137), принимая в качестве продольной силы N усилие обжатия N_0 с учетом всех потерь.

При этом заменяющий момент определяется по формуле

$$M_з = M + N_0 e_x , \tag{5.107}$$

где e_x — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры A до точки приложения усилия обжатия N_0. При отсутствии напрягаемой арматуры $A'_н$ допускается принимать $e_x = 0$.

При определении кривизны изгибаемых предварительно напряженных элементов рекомендуется пользоваться алгоритмом, приведенным в табл. 5.20. При этом значения коэффициентов ν, s и $\psi_б$ принимаются, как для элементов с ненапрягаемой арматурой (см. стр. 133 и 135).

Таблица 5.20. Определение кривизны предварительно напряженных изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений с трещинами в растянутой зоне

№ п.п	Алгоритм
1	$n = \frac{E_а}{E_б}$; $\mu n = \frac{F_а}{bh_0} n + \frac{F_н}{bh_0} n$
2	$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\, h'_п + \frac{n}{\nu} F'_а + \frac{n}{\nu} F'_н}{bh_0}$
3	$L = \frac{M_з}{R^н_и b h_0^2}$
4	Если $b'_п \neq b$ (сечение имеет полку в сжатой зоне), принять $r = h'_п$ и перейти к п. 6, иначе — к п. 5.
5	Если учитывается арматура, расположенная в сжатой зоне, принять $r = 2a'$ и перейти к п. 6, иначе принять $T = 0$ и перейти к п. 7
6	$T = \gamma' \left(1 - \frac{r}{2h_0}\right)$
7	$k_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}}$
8	$e_1 = \left\| \frac{M_з}{N_0} \right\|$
9	$k_2 = \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5 \frac{e_1}{h_0} - 5}$
10	Если $k_2 > 1$, принять $k_2 = 1$, иначе — к п. 11
11	$\xi = k_1 + k_2$
12	Если $\xi > 1$, принять $\xi = 1$, иначе — к п. 13
13	Если $b'_п = b$ (сечение прямоугольное), перейти к п. 15, иначе — к п. 14
14	Если $\xi < \frac{h'_п}{h_0}$, принять $b = b'_п$ и перейти к п. 1, иначе — к п. 15
15	Если арматура A', расположенная в сжатой зоне, не учитывается, перейти к п. 17, иначе — к п. 16
16	Если $\xi < \frac{2a'}{h_0}$, арматуру A', расположенную в сжатой зоне, не следует учитывать и перейти к п. 2, иначе — к п. 17
17	$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{r}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right]$
18	Если элемент таврового сечения с полкой в растянутой зоне, перейти к п. 21, иначе — к п. 19
19	По табл. 5.17 находим γ и определяем $W_т$
20	$m = \frac{R^н_р W_т}{M_з - M^н_{об}} \leqslant 1$, где $M^н_{об}$ определяется по формуле (5.66); перейти к п. 33
21	По формуле (5.80) определяем $M_{т.с}$. При определении $M_{т.с}$ величина $R_т$ заменяется величиной $R^н_р$
22	$M_{з.т} = M_{т.с} + N_0 e_x$

Продолжение табл. 5.20

№ п.п	Алгоритм
23	$L_т = \dfrac{M_{з.т}}{bh_0^2 R_п^{н}}$
24	$k_{1т} = \dfrac{1}{1{,}8 + \dfrac{1+5(L_т+T)}{10\mu n}}$
25	$e_{1т} = \left\lvert \dfrac{M_{з.т}}{N_0} \right\rvert$
26	$k_{2т} = \dfrac{1{,}5+\gamma'}{11{,}5\dfrac{e_{1т}}{h_0} - 5}$
27	Если $k_{2т} > 1$, принять $k_{2т} = 1$, иначе — к п. 28
28	$\xi_т = k_{1т} + k_{2т}$
29	Если $\xi_т > 1$, принять $\xi_т = 1$, иначе — к п. 30
30	$z_{1т} = h_0 \left[1 - \dfrac{\dfrac{r}{h_0}\gamma' + \xi_т^2}{2(\gamma' + \xi_т)}\right]$
31	Если $M_з - N_0 z_1 < 0$ или $M_{з.т} - N_0 z_{1т} < 0$, принять $m = 1$ и перейти к п. 33, иначе —к п. 32
32	$m = \dfrac{M_{з.т} - N_0 z_{1т}}{M_з - N_0 z_1} \leqslant 1$
33	$\psi_а = 1{,}3 - sm - \dfrac{1-m}{6-4{,}5m}$
34	Если $\psi_а > 1$, принять $\psi_а = 1$, иначе — к п. 35
35	$\dfrac{1}{\rho} = \dfrac{M_з}{h_0 z_1}\left[\dfrac{\psi_а}{E_а F_а + E_а F_н} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, bh_0 E_б \nu}\right] - \dfrac{N_0}{h_0} \cdot \dfrac{\psi_а}{E_а F_а + E_а F_н}$; конец

Полную величину деформаций изгибаемых элементов III категории трещиностойкости определяют по формуле (4.140). При этом величины f_1 и f_2 вычисляют по значениям кривизн, определяемых по алгоритму, приведенному в табл. 5.20, при значениях $\psi_а$ и ν, отвечающих кратковременному действию нагрузки, а величину f_3 — при значениях $\psi_а$ и ν, отвечающих длительному действию нагрузки.

В элементах постоянного сечения на участках, в пределах которых изгибающий момент не меняет знака, кривизна вычисляется для наиболее напряженного сечения. В остальных сечениях этого участка допускается принимать кривизну изменяющейся пропорционально изменению значений изгибающего момента.

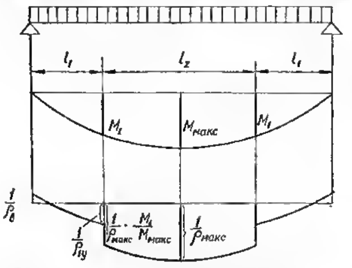


Рис. 5.27. Эпюры изгибающих моментов и кривизн в предварительно напряженном элементе постоянного сечения, имеющем трещины.

Прогибы элементов III категории трещиностойкости рекомендуется определять как момент от фиктивной нагрузки, эпюра которой численно равна эпюре кривизн, либо по формуле (4.143).

Для элементов III категории трещиностойкости постоянного по длине сечения, работающих как свободно опертые балки, прогиб рекомендуется опреде-

лять с учетом отсутствия трещин на участках пролета с небольшими изгибающими моментами и с учетом кривизны обратного знака от предварительного обжатия на приопорных участках (рис. 5.27). При этом величина прогиба должна приниматься не менее 0,67 величины прогиба, вычисленного без учета влияния участков элемента, не имеющих трещин и обратной кривизны.

Таблица 5.21. **Значения коэффициентов m_1, m_2 и m_3 для расчета по деформациям предварительно напряженных элементов III категории трещиностойкости**

$\frac{M_т}{M}$	Схема нагружения											
	q, l			P, l/2, l/2			P, P, P, al, l/2, l/2, al					
	m_1	m_2	m_3	m_1	m_2	m_3	m_1		m_2		m_3	
							a = 0,25	a = 0,35	a = 0,25	a = 0,35	a = 0,25	a = 0,35
1,00	0,000	0,104	0,125	0,000	0,083	0,125	0,000	0,000	0,099	0,096	0,125	0,125
0,98	0,033	0,072	0,107	0,005	0,078	0,120	0,010	0,012	0,089	0,084	0,115	0,113
0,96	0,044	0,061	0,100	0,010	0,074	0,115	0,019	0,022	0,080	0,073	0,106	0,102
0,94	0,053	0,053	0,094	0,014	0,069	0,110	0,027	0,032	0,072	0,063	0,097	0,092
0,92	0,059	0,047	0,090	0,018	0,065	0,106	0,035	0,042	0,064	0,054	0,088	0,082
0,90	0,064	0,042	0,085	0,023	0,061	0,101	0,043	0,050	0,056	0,045	0,080	0,072
0,85	0,075	0,032	0,077	0,032	0,051	0,090	0,059	0,063	0,040	0,033	0,061	0,058
0,80	0,082	0,025	0,069	0,041	0,043	0,080	0,073	0,068	0,026	0,027	0,045	0,051
0,75	0,087	0,019	0,062	0,048	0,035	0,070	0,083	0,073	0,016	0,023	0,031	0,045
0,70	0,091	0,015	0,056	0,055	0,029	0,061	0,086	0,077	0,013	0,018	0,027	0,039
0,60	0,097	0,009	0,046	0,065	0,018	0,045	0,092	0,084	0,008	0,012	0,020	0,029
0,50	0,100	0,006	0,037	0,073	0,010	0,031	0,095	0,089	0,005	0,007	0,014	0,020
0,30	0,103	0,001	0,020	0,081	0,002	0,011	0,098	0,094	0,001	0,001	0,005	0,007
0,00	0,104	0,000	0,000	0,083	0,000	0,000	0,097	0,096	0,000	0,000	0,000	0,000

Прогиб таких элементов может определяться по формуле

$$f = \left(m_1 \frac{1}{\rho_c} + m_2 \frac{1}{\rho_{c.y}} - m_3 \frac{1}{\rho_в} \right) l^2, \qquad (5.108)$$

где m_1, m_2 и m_3 — коэффициенты, определяемые по табл. 5,21 в зависимости от вида нагрузки и величины отношения $\frac{M_т}{M}$;

$M_т$ — момент трещинообразования, определяемый по алгоритму, приведенному в табл. 5.19, или по формуле (5.80) с заменой величины $R_т$ на $R_р^{II}$;

M — момент в середине пролета от полной поперечной нагрузки;

$\frac{1}{\rho_c}$ — кривизна элемента в середине пролета, определяемая по алгоритму, приведенному в табл. 5.20;

$\frac{1}{\rho_{c.y}} = \frac{M_{макс}}{B_к}$ — кривизна элемента в середине пролета, определяемая как для сплошного упругого тела (при длительном действии этой нагрузки кривизна $\frac{1}{\rho_{c.y}}$ умножается на коэффициент c, определяемый в зависимости от влажностного режима см. стр. 133);

$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_0 e_0 c}{B_к}$ — кривизна элемента от длительного действия предварительного обжатия; величину $B_к$ определяют по формуле (4.131).

Допускается также определять прогиб свободно опертых элементов по формуле

$$f = \left[S\left(\frac{1}{\rho_c} + \frac{1}{\rho_в}\right) - \frac{1}{8}\cdot\frac{1}{\rho_в}\right] l^2, \qquad (5.109)$$

где $S = \frac{f_{макс} EI}{l^2 M_{макс}}$ — коэффициент, определяемый по табл. 14.1;

$f_{макс}$ и $M_{макс}$ — соответственно максимальные прогиб и изгибающий момент, определяемые по табл. 14.1 в зависимости от способа нагружения балки.

При одинаковом характере эпюр моментов от кратковременно и длительно действующих нагрузок полный прогиб, включая прогиб от длительного действия части нагрузок, можно определять по формулам (5.108), (5.109), вычисляя кривизны с учетом длительного действия части нагрузок по формуле

Рис. 5.28 Эпюра кривизн в элементе с переменным поперечным сечением.

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3}, \qquad (5.110)$$

где $\frac{1}{\rho_1}$ — кривизна от кратковременного действия полной нагрузки;

$\frac{1}{\rho_2}$ — начальная (кратковременная) кривизна от длительно действующей части нагрузки;

$\frac{1}{\rho_3}$ — полная (длительная) кривизна от длительно действующей части нагрузки.

Кривизны $\frac{1}{\rho_1}$, $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ определяются по алгоритму, приведенному в табл. 5.20. Если значения кривизн $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ отрицательны, они принимаются равными нулю.

Для элементов переменного по длине сечения (рис. 5.28) прогиб в середине пролета, включая прогиб от длительного действия части нагрузки, рекомендуется определять по формуле

$$f = \frac{l^2}{12n^2}\left[\frac{1}{\rho_{ол}} + \frac{1}{\rho_{оп}} + 6\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}-1} i\left(\frac{1}{\rho_{iл}} + \frac{1}{\rho_{iп}}\right) + (3n-2)\frac{1}{\rho_c}\right], \qquad (5.111)$$

где $\frac{1}{\rho_{ол}}$ и $\frac{1}{\rho_{оп}}$ — кривизны элемента соответственно на левой и правой опорах;

$\frac{1}{\rho_{iл}}$, $\frac{1}{\rho_{iп}}$ и $\frac{1}{\rho_c}$ — кривизны элемента соответственно в сечении i, в сечении i', симметричном сечению i, и в середине пролета;

n — четное число равных участков, на которое разделяется пролет элемента;

l — пролет элемента.

Если при действии полной нагрузки в рассматриваемом сечении могут появиться трещины, кривизны $\frac{1}{\rho_{ол}}$, $\frac{1}{\rho_{оп}}$, $\frac{1}{\rho_{iл}}$, $\frac{1}{\rho_{iп}}$, $\frac{1}{\rho_c}$ определяются по

алгоритму, приведенному в табл. 5.20. Если же при действии полной нагрузки трещины в рассматриваемом сечении не образуются, кривизны определяются по формуле

$$\frac{1}{\rho_{ол.оп.ln.m.c}} = \frac{M_{кi} + (M_{длi} - N_{0i}e_{0i})c}{B_{кi}}, \qquad (5.112)$$

где $M_{кi}$ и $M_{длi}$ — моменты при действии соответственно кратковременной и длительной нагрузок в рассматриваемом сечении;

c — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки (см. стр. 133);

$B_{кi}$ — жесткость в рассматриваемом сечении, определяемая по формуле (4.131);

$N_{0i}e_{0i}$ — момент усилия предварительного обжатия в рассматриваемом сечении относительно центра тяжести сечения.

Число участков n, на которые разбивается пролет элемента, рекомендуется принимать не более 6. Для элементов с сечениями, симметричными относительно середины пролета, нагруженными симметричной нагрузкой, прогиб в середине пролета допускается определять по формуле

$$f = \frac{l^2}{260}\left(\frac{1}{\rho_0} + 6\frac{1}{\rho_1} + 12\frac{1}{\rho_2} + 8\frac{1}{\rho_c}\right), \qquad (5.113)$$

где $\frac{1}{\rho_0}, \frac{1}{\rho_1}, \frac{1}{\rho_2}, \frac{1}{\rho_c}$ — кривизны соответственно на опоре, на расстоянии $^1/_6\ l$ от опоры, на расстоянии $^1/_3\ l$ от опоры и в середине пролета.

Значения кривизн подставляются в формулу (5.111) или (5.113) со своими знаками согласно эпюре кривизн (см. рис. 5.28).

Для элементов, в которых при предварительном обжатии могут возникнуть трещины, значения кривизны на участках с трещинами от предварительного обжатия следует увеличивать на 15%.

При этом допускается не увеличивать расчетные значения кривизн для предварительно напряженных элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Теоретические значения прогибов конструкций, изготавливаемых из легких бетонов, следует умножать на поправочный коэффициент α, определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{\mu n}{1{,}2\mu n + 0{,}03}.$$

Для элементов III категории трещиностойкости таврового или двутаврового сечения постоянной по длине пролета высоты при отношении высоты к пролету $^1/_7$ и более при действии значительных сосредоточенных нагрузок следует учитывать влияние поперечных сил путем увеличения полной величины деформации на 20% против определенной расчетом, либо увеличением значений кривизн на участках от опоры до ближайшего сосредоточенного груза на 20%.

Деформации пустотных настилов, определяемые по формуле (4.140), в случае, если не учитывается отсутствие трещин на приопорных участках, следует умножать на коэффициент 0,8.

При толщине элементов менее 16 *см* значения прогибов, определенные по формуле (4.140), умножают на коэффициент $4/\sqrt{h}$, где h — толщина плиты в *см*. Этот коэффициент можно не вводить в расчет, если положение рабочих стержней по высоте строго фиксировано приваркой продольных стержней к поперечным в сварных каркасах и т. п.

Относительные деформации предварительно напряженных центрально и внецентренно растянутых железобетонных элементов с однозначной эпюрой напряжений в сечении определяются по формулам:

при наличии трещин

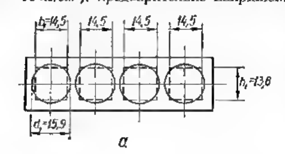
$$\varepsilon_0 = \frac{\psi_a (N - N_0)}{E_a F_a};\qquad (5.114)$$

при отсутствии трещин

$$\varepsilon_0 = \frac{N - N_0}{E_б F_б}.\qquad (5.115)$$

В формуле (5.114) коэффициент ψ_a определяется по формуле п. 4 табл. 5.22.

Пример 5.7. Определить прогиб в середине пролета плиты перекрытия, рассмотренной в примере 5.1. Расчетные данные: бетон марки 200 ($E_б = 2{,}65 \cdot 10^5$ *кг/см²*, $R_и^н = 180$ *кг/см²*, $R_р^н = 16$ *кг/см²*); предварительно напряженная арматура из стали класса A-IV ($E_a = 2 \times 10^6$ *кг/см²*); геометрические характеристики приведенного сечения (см. рис. 5.6) — площадь приведенного сечения $F_п = 903{,}4$ *см²*, расстояние от центра тяжести до растянутой грани сечения $y = 11$ *см*, момент инерции приведенного сечения $I_п = 56\,500$ *см⁴*; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь $N_0 = 9270$ *кг*, эксцентриситет усилия N_0 относительно центра тяжести сечения $e_0 = 8{,}5$ *см*; расчетный пролет плиты $l = 620$ *см*; нормативная длительно действующая нагрузка $q_{дл} = 600$ *кг/м*; кратковременная нагрузка на балке отсутствует. Помещение, перекрываемое плитой, имеет нормальный влажностный режим ($c = 2$, $\nu = 0{,}15$).



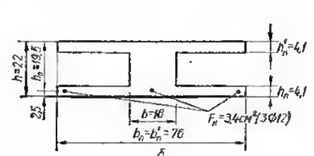


Рис. 5.29. Расчетное сечение плиты перекрытия:

а — замена круглых пустот прямоугольными; *б* — эквивалентное двутавровое сечение.

Для расчета представим поперечное сечение плиты в виде двутаврового сечения, геометрические характеристики которого эквивалентны характеристикам заданного. Для этого круглые пустоты заменим прямоугольными, размеры которых найдем по формулам (рис. 5.29, *а*):

ширина $b_1 = 0{,}908\ d_1 = 0{,}908 \cdot 15{,}9 = 14{,}5$ *см*;
высота $h_1 = 0{,}865\ d_1 = 0{,}865 \cdot 15{,}9 = 13{,}8$ *см*.

Полученное эквивалентное двутавровое поперечное сечение плиты показано на рис. 5.29, *б*.

Изгибающий момент в середине пролета плиты от длительно действующей нагрузки

$$M_{дл} = \frac{q_{дл} l^2}{8} = \frac{0{,}6 \cdot 6{,}2^2}{8} = 2{,}88\ т \cdot м.$$

По алгоритму, приведенному в табл. 5.19, заменив в расчетных формулах величину $R_т$ на $R_р^н$, проверяем трещиностойкость плиты.

Подробных вычислений не приводим. Находим:

момент сопротивления приведенного сечения $W_п = 5120$ *см³*;

расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки $r_я = 5{,}56$ *см*;

момент усилия обжатия относительно ядровой точки $M_{об}^я = 1{,}17\ т \cdot м$;

упруго-пластический момент сопротивления $W_т = 7470$ *см³*;

момент трещинообразования $M_т = 2{,}37\ т \cdot м$.

Так как $M_т = 2{,}37\ т \cdot м < M = 2{,}88\ т \cdot м$, в плите при действии нормативных нагрузок образуются трещины, и прогиб ее определяем, как для элемента III категории трещиностойкости.

Определим прогиб плиты по формуле (5.108) с учетом отсутствия трещин на участках пролета с небольшими изгибающими моментами.

Для этого по алгоритму, приведенному в табл. 5.20, определяем кривизну $\frac{1}{\rho_c}$ в середине пролета плиты.

Заменяющий момент определяем по формуле (5.107), принимая $e_x = 0$:

$$M_з = M + N_0 e_x = 2{,}88 + 0 = 2{,}88\ т \cdot м.$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}65 \cdot 10^5} = 7{,}5.$$

$$\mu n = \frac{F_a}{bh_0} n + \frac{F_н}{bh_0} n = 0 + \frac{3{,}4}{18 \cdot 19{,}5} \cdot 7{,}5 = 0{,}072.$$

$$\gamma' = \frac{(b_п' - b) h_п' + \frac{n}{\nu} F_a' + \frac{n}{\nu} F_н'}{bh_0} =$$

$$= \frac{(76 - 18)\, 4{,}1 + 0 + 0}{18 \cdot 19{,}5} = 0{,}676.$$

$$L = \frac{M_з}{R_н^н b h_0^2} = \frac{288\,000}{180 \cdot 18 \cdot 19{,}5^2} = 0{,}233.$$

Так как $b_п' = 76$ *см* $\neq b = 18$, принимаем $r = h_п' = 4{,}1$ *см* и переходим к п. 6.

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{r}{2h_0}\right) = 0{,}676 \left(1 - \frac{4{,}1}{2 \cdot 19{,}5}\right) = 0{,}605.$$

$$k_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10 \mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(0{,}233 + 0{,}605)}{10 \cdot 0{,}072}} = 0{,}111.$$

$$e_1 = \left| \frac{M_з}{N_0} \right| = \frac{288\,000}{9270} = 31{,}2\ см.$$

$$k_2 = \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}6 \frac{e_1}{h_0} - 5} = \frac{1{,}5 + 0{,}676}{11{,}5 \cdot \frac{31{,}2}{19{,}5} - 5} = 0{,}162.$$

Так как $k_2 < 1$, переходим к п. 11.

$$\xi = k_1 + k_2 = 0{,}111 + 0{,}162 = 0{,}273.$$

Так как $\xi < 1$, переходим к п. 13.

Так как $b_п' = 76 \neq b = 18$ *см*, переходим к п. 14.

Так как $\xi = 0{,}273 > \frac{h_п'}{h_0} = \frac{4{,}1}{19{,}5} = 0{,}21$, переходим к п. 15.

Так как арматура A', расположенная в сжатой зоне, отсутствует, переходим к п. 17.

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{r}{h_0} \gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right] =$$

$$= 19{,}5 \left[1 - \frac{\frac{4{,}1}{19{,}5} \cdot 0{,}676 + 0{,}273^2}{2(0{,}676 + 0{,}273)} \right] = 17{,}3\ см.$$

Так как элемент двутаврового сечения, переходим к п. 19.

$$m = \frac{R_р^н W_т}{M_з - M_{об}^я} = \frac{16 \cdot 7470}{288\,000 - 117\,000} = 0{,}7 < 1;$$

переходим к п. 33

$$\psi_a = 1{,}3 - sm - \frac{1 - m}{6 - 4{,}5m} = 1{,}3 - 0{,}8 \cdot 0{,}7 - \frac{1 - 0{,}7}{6 - 4{,}5 \cdot 0{,}7} = 0{,}635,$$

где $s = 0{,}8$ (см. стр. 135).

Так как $\psi_a = 0{,}635 < 1$, переходим к п. 35.

$$\frac{1}{\rho_c} = \frac{M_з}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_a}{E_a F_a + E_a F_н} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_б \nu} \right] - \frac{N_0}{h_0} \cdot \frac{\psi_a}{E_a F_a + E_a F_н} =$$

$$= \frac{288\,000}{19{,}5 \cdot 17{,}3} \left[\frac{0{,}635}{0 + 2 \cdot 10^6 \cdot 3{,}4} + \frac{0{,}9}{(0{,}676 + 0{,}273)\, 18 \cdot 19{,}5 \cdot 2{,}65 \cdot 10^5 \cdot 0{,}15} \right] -$$

$$- \frac{9270}{19{,}5} \cdot \frac{0{,}635}{0 + 2 \cdot 10^6 \cdot 3{,}4} = 7{,}48 \cdot 10^{-5}\ см^{-1},$$

где $\psi_б = 0{,}9$ (см. стр. 133).

Кривизна в середине пролета, определяемая, как для сплошного упругого тела, при жесткости $B_к$, которую находим по формуле (4. 131)

$$B_к = 0{,}85 E_б I_п = 0{,}85 \cdot 2{,}65 \cdot 10^5 \cdot 56\,500 = 127 \cdot 10^8\ кг \cdot см^2,$$

с учетом длительного действия нагрузки ($c = 2$)

$$\frac{1}{\rho_{cy}} = \frac{M_c}{B_к} = \frac{288\,000 \cdot 2}{127 \cdot 10^8} = 4{,}54 \cdot 10^{-5}\ см^{-1}.$$

Кривизна элемента от длительного действия предварительного обжатия

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_0 e_0 c}{B_к} = \frac{9270 \cdot 8{,}5 \cdot 2}{127 \cdot 10^8} = 1{,}33 \cdot 10^{-5}\ см^{-1}.$$

При $\frac{M_т}{M} = \frac{2{,}37}{2{,}88} = 0{,}82$ по табл. 5.21 находим $m_1 = 0{,}078$; $m_2 = 0{,}028$ и $m_3 = 0{,}073$
Тогда по формуле (5.108)

$$f = \left(m_1 \frac{1}{\rho_c} + m_2 \frac{1}{\rho_{cy}} - m_3 \frac{1}{\rho_в}\right) l^2 =$$

$$= (0{,}078 \cdot 7{,}48 \cdot 10^{-5} + 0{,}028 \cdot 4{,}54 \cdot 10^{-5} - 0{,}073 \cdot 1{,}33 \cdot 10^{-5})\, 620^2 = 2{,}35\ см.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}35}{620} = \frac{1}{264} < \left[\frac{1}{200}\right].$$

Таким образом, жесткость плиты достаточна.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Проверка ширины раскрытия трещин производится для предварительно напряженных элементов железобетонных конструкций III и в отдельных случаях II категорий трещиностойкости (см. табл. 2.2), если для этих элементов или их отдельных зон не выполняются условия трещиностойкости (см. выше расчет по образованию трещин).

Таблица 5.22. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси центрально растянутых предварительно напряженных элементов

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$N_т = R_р^{II} F + (300 - \sigma_{a1}) F_a + (300 + m_t \sigma_0) F_н$	Здесь σ_{a1} — сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре от усадки и ползучести бетона
2	Если нагрузка длительно действующая, принять $k = 0{,}35$, иначе (кратковременная нагрузка) — принять $k = 0{,}7$	
3	Если $N_т > N$, принять $\frac{N_т - N_0}{N - N_0} = 1$ и перейти к п. 5, иначе — к п. 4	
4	$\psi_a = 1 - k \frac{N_т - N_0}{N - N_0}$	
5	$u_a = \frac{F_a + F_н}{s}$; $\mu_1 = \frac{F_a + F_н}{F}$	s — периметр сечения арматуры; при арматуре одного диаметра d получаем $u_a = \frac{d}{4}$
6	$l_т = \frac{u_a}{\mu_1} \eta$	Определение расстояния между трещинами
7	$\sigma_a = \frac{N - N_0}{F_a + F_н}$	
8	$a_т = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т$; конец	Определение ширины раскрытия трещин

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси центрально растянутых элементов, рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 5.22. При этом коэффициент η, учитывающий сцепление арматуры с бетоном, имеет значения:

Для стержней периодического профиля . .	0,7
» гладких горячекатаных стержней	1,0
» обыкновенной арматурной проволоки, применяемой в сварных каркасах и сетках .	1,25

Ширину раскрытия трещин в изгибаемых и внецентренно обжатых элементах рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 5.23. При этом значения коэффициента η принимаются такими же, как и при расчете центрально растянутых элементов (см. выше).

Таблица 5.23. **Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемых и внецентренно обжатых предварительно напряженных элементов**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$n = \frac{E_а}{E_б}$	
2	По алгоритму, приведенному в табл. 5.20, определяем z_1 (п. 17) и $\psi_а$ (п. 33)	
3	$k_1 = \frac{W_т}{(F_а + F_н) z_1 n} - 2$	Упруго-пластический момент сопротивления $W_т$ определяется в п. 2 в процессе вычисления $\psi_а$ по алгоритму, приведенному в табл. 5.20
4	$u_а = \frac{F_а + F_н}{s}$	См. табл. 5.22, п. 5
5	$l_т = k_1 n u_а \eta$	Определение расстояния между трещинами
6	Если элемент подвергается действию только усилий предварительного обжатия, перейти к п. 8, иначе (действие изгибающего момента) — к п. 7.	
7	$\sigma_а = \frac{M + N_0 (e_x - z_1)}{(F_а + F_н) z_1}$; перейти к п. 9	
8	$\sigma_а = \frac{N_0 (e_x - z_1)}{F_а z_1}$	
9	$a_т = \psi_а \frac{\sigma_а}{E_а} l_т$; конец	Определение ширины раскрытия трещин

Значения напряжений в растянутой арматуре $\sigma_а$ при определении ширины раскрытия трещин в стадии обжатия элемента усилием напрягаемой арматуры не должны превышать величины $R_а^н$.

При совместном действии кратковременной и длительно действующей нагрузок ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элементов, определяют по формуле (4.155). При этом расстояние между трещинами $l_т$ допускается принимать постоянным, как при кратковременном действии полной нагрузки.

Ширина раскрытия наклонных трещин в предварительно напряженных элементах определяется, как в элементах с ненапрягаемой арматурой, по формуле (4.156).

Пример 5.8. Определить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси плиты перекрытия, рассмотренной в примерах 5.1 и 5.7. Сечение плиты показано на рис. 5.6 и 5.29

Ширину раскрытия трещин определяем по алгоритму, приведенному в табл. 5.23. Из вычислений, выполненных ранее, имеем:

$$n = \frac{E_а}{E_б} = 7{,}5;\ z_1 = 17{,}3\ см;\ W_т = 7470\ см^3;$$

$$\psi_а = 0{,}635.$$

$$k_1 = \frac{W_т}{(F_а + F_н) z_1 n} - 2 = \frac{7470}{(0 + 3{,}39)\ 17{,}3 \cdot 7{,}5} - 2 = 15.$$

Согласно п. 5 табл. 5.22

$$u_a = \frac{d}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3.$$

$$l_т = k_1 n u_a \eta = 15 \cdot 7,5 \cdot 0,3 \cdot 0,7 = 23,6 \; см.$$

Так как элемент изгибаемый, переходим к п. 7.

$$\sigma_a = \frac{M + N_0 (e_x - z_1)}{(F_a + F_н) z_1} = \frac{288\,000 + 9270\,(0 - 17,3)}{(0 + 3,39)\,17,3} =$$

$$= 2190 \; кг/см^2; \text{ переходим к п. 9.}$$

$$a_т = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т = 0,635 \cdot \frac{2190}{2 \cdot 10^6} \cdot 23,6 = 0,016 \; см = 0,16 \; мм < [0,3 \; мм].$$

Таким образом, ширина раскрытия трещин не превышает допустимой величины.

Глава 6

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОДВЕРГАЮЩИХСЯ ВОЗДЕЙСТВИЮ МНОГОКРАТНО ПОВТОРЯЮЩИХСЯ НАГРУЗОК

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Железобетонные конструкции рассматриваются как находящиеся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки, если эта нагрузка вызывает значительный перепад напряжений в бетоне или растянутой арматуре и если число повторений нагрузки за период эксплуатации здания или сооружения достаточно велико.

К такого рода конструкциям относятся подкрановые балки, шпалы, эстакады, рамные фундаменты и перекрытия под некоторые неуравновешенные машины (вентиляторы, центрифуги) и т. п.

Элементы, находящиеся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки, рассчитываются:

1. По несущей способности:

на прочность — на действие расчетных нагрузок (без учета влияния многократного повторения нагрузки);

на выносливость — на действие нормативных нагрузок (временной многократно повторяющейся и постоянных и временных длительно действующих). Кратковременно действующие нагрузки учитываются в сочетании с указанными нагрузками в зависимости от характера многократно повторяющейся нагрузки: если эта нагрузка является кратковременной, то другие кратковременные нагрузки в основных сочетаниях нагрузок не учитываются; если многократно повторяющаяся нагрузка является длительно действующей (например нагрузка от оборудования), то в основных сочетаниях нагрузок учитывается одна из кратковременно действующих нагрузок. При действии динамических нагрузок от машин (станков, вентиляторов и т. п.) многократно повторяющаяся нагрузка принимается с коэффициентом перегрузки, определяемым по специальной инструкции.

2. По образованию трещин для предварительно напряженных элементов:

без учета влияния многократного повторения нагрузки — на действие расчетных или нормативных нагрузок;

с учетом влияния многократного повторения нагрузки — на действие нагрузок, при которых производится расчет на выносливость.

3. По раскрытию трещин для элементов с ненапрягаемой арматурой — на действие нормативных нагрузок.

4. По деформациям:

на статические перемещения (прогибы) — на действие нормативных нагрузок;

на динамические перемещения (амплитуды колебаний) — на действие нагрузок, определяемые по специальной инструкции.

В необходимых случаях должны учитываться динамические воздействия многократно повторяющейся нагрузки.

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ ПРИ РАСЧЕТЕ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ И ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

Расчетные сопротивления тяжелого бетона при расчете железобетонных конструкций на выносливость и по образованию трещин при многократно повторяющейся нагрузке $R'_{пр}$, $R'_{и}$ и $R'_{т}$ вычисляются путем умножения соответствующих расчетных сопротивлений бетона $R_{пр}$, $R_{и}$ и $R_{т}$ на коэффициент $k_{\rho б}$, принимаемый по табл. 1.26 в зависимости от характеристики цикла напряжений в бетоне

$$\rho_б = \frac{\sigma_{б.мин}}{\sigma_{б.макс}}, \tag{6.1}$$

где $\sigma_{б.мин}$ и $\sigma_{б.макс}$ — соответственно наименьшие и наибольшие значения напряжений в бетоне (сжатом или растянутом), возникающие при нормативных нагрузках от изменения только многократно повторяющейся нагрузки.

При применении легкого бетона в железобетонных конструкциях, подвергающихся воздействию многократно повторяющихся нагрузок, расчетные сопротивления его должны быть специально обоснованы.

Значениями коэффициентов $k_{\rho б}$, приведенными в табл. 1.26, следует пользоваться в том случае, если число повторений (циклов) нагрузки достигает величины, при которой необходим расчет на выносливость (порядка 10^5) не ранее чем через указанное время от момента достижения бетоном проектной марки (сутки):

Для бетона марки	200	60
То же	300	50
»	400	40
»	500	30

Если число циклов нагрузки достигнет величины порядка 10^5 раньше указанного выше срока (через число дней t), коэффициент $k_{\rho б}$ уменьшается умножением на величину

$$p = \frac{R}{2250} + 0{,}7\lg(t + 28) - 0{,}47. \tag{6.2}$$

Расчетные сопротивления растянутой стержневой и проволочной арматуры при расчете железобетонных конструкций на выносливость $R^*_а$ следует вычислять путем умножения расчетного сопротивления растянутой арматуры $R_а$ на коэффициент $k_{\rho а}$, принимаемый по табл. 1.30 в зависимости от характеристики цикла напряжений в арматуре

$$\rho_а = \frac{\sigma_{а.мин}}{\sigma_{а.макс}}. \tag{6.3}$$

где $\sigma_{а.мин}$ и $\sigma_{а.макс}$ — соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений в растянутой арматуре, возникающих при нормативных нагрузках от изменения только многократно повторяющейся нагрузки.

Значения $\rho_а$ со знаком минус в табл. 1.30 относятся к случаю, когда напряжения $\sigma_{а.мин}$ и $\sigma_{а,макс}$ имеют разные знаки. В этом случае за величину

$\sigma_{а.макс}$ принимаются наибольшие растягивающие, а за величину $\sigma_{а.мин}$ — наибольшие сжимающие напряжения. Если при этом оказывается, что $\rho_а < -1$, то принимается $\rho_а = -1$.

При вычислении характеристики $\rho_а$ учитываются те же сочетания нагрузок, что и при расчете на выносливость.

Расчетные сопротивления в поперечной и отогнутой арматуре при расчете на выносливость определяются в зависимости от характеристики цикла напряжений

$$\rho_а = \rho_б = \frac{\sigma_{г.р.мин}}{\sigma_{г.р.макс}}, \tag{6.4}$$

где $\sigma_{г.р.мин}$ и $\sigma_{г.р.макс}$ — соответственно наименьшие и наибольшие значения главных растягивающих напряжений в бетоне, определяемые по приведенному сечению без учета растянутого бетона.

Приведенные в табл. 1.30 коэффициенты $k_{ра}$ для стержневой арматуры относятся только к арматуре, не имеющей приваренных стержней (хомутов) или сварных стыков различных типов, за исключением стыков, осуществленных контактной стыковой сваркой (оплавлением) с продольной механической зачисткой стыка заподлицо с поверхностью арматуры (без ребер).

При сварке стержневой арматуры или приварке к ней анкеров, стальных закладных деталей и т. п. расчетные сопротивления растянутой стержневой арматуры при расчете на выносливость должны умножаться на коэффициент $k_с$, принимаемый по табл. 1.31.

Расчетные сопротивления $R_а'$ напрягаемой арматуры в виде проволоки, пучков и прядей без анкеров в пределах зоны анкеровки $l_{ан}$ принимаются сниженными от $R_а'$ до нуля.

РАСЧЕТ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ И ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

Расчет железобетонных элементов на выносливость, а также по образованию трещин при многократно повторяющейся нагрузке производится исходя из гипотезы плоских сечений; при этом изменение напряжений в бетоне по высоте сечения элемента принимается по линейному закону.

В расчетах на выносливость элементов, не подвергаемых предварительному напряжению, работа растянутого бетона не учитывается.

Подкрановые балки, рассчитываемые на прочность при одновременной работе двух кранов, при проверке выносливости следует рассчитывать на нагрузку от одного крана. При легком режиме работы кранов подкрановые балки на выносливость не рассчитываются.

При расчете по образованию трещин с учетом влияния многократного повторения нагрузки подкрановые балки рассчитываются на нагрузки от одного крана.

При расчете элементов железобетонных конструкций, подвергающихся многократно повторяющейся нагрузке, должна производиться проверка напряжений от наибольшей нормативной нагрузки цикла:

для всех элементов — в сечениях, нормальных к их оси;

для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов, кроме того,— в направлении главных растягивающих напряжений.

Подвергающиеся многократно повторяющейся нагрузке центрально сжатые элементы с косвенным армированием, а также участки элементов, работающие на местное сжатие, на выносливость не рассчитываются.

При расчете на выносливость сечений, нормальных к оси элемента, наибольшее краевое сжимающее напряжение в бетоне $\sigma_б$ не должно превышать расчетных сопротивлений бетона на сжатие $R_{пр}'$ или $R_и'$, а наибольшие

напряжения в продольной растянутой арматуре σ_a — значений расчетных сопротивлений арматуры R_a', т. е. должны удовлетворяться условия:

а) для сжатого бетона в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах

$$\sigma_б \leqslant R_и', \qquad (6.5)$$

в центрально сжатых элементах

$$\sigma_б \leqslant R_{пр}'; \qquad (6.6)$$

б) для растянутой арматуры

$$\sigma_a \leqslant R_a'. \qquad (6.7)$$

Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

Для элементов, эксплуатируемых при расчетных температурах минус 40° С и ниже, растягивающие напряжения в бетоне не допускаются.

При характеристике цикла напряжений в бетоне, определяемой по формуле (6.1), $\rho_б > 0{,}6$ проверка сжатого бетона на выносливость и растянутого бетона по образованию трещин с учетом многократно повторяющейся нагрузки не производится.

Расчет на выносливость по растянутой арматуре при отсутствии сварных соединений не производится:

Для горячекатаной стали класса А-I . .	При $\rho_a \geqslant 0{,}4$
То же, А-II . . .	» $\rho_a \geqslant 0{,}7$
» А-III . . .	» $\rho_a \geqslant 0{,}8$
Для высокопрочной арматурной проволоки гладкой	» $\rho_a \geqslant 0{,}8$
То же, периодического профиля . . .	» $\rho_a = 1{,}0$

При наличии сварных соединений расчет на выносливость по растянутой арматуре из горячекатаной стали не производится при $\rho_a > 0{,}9$, где ρ_a — характеристика цикла напряжений в арматуре, определяется по формуле (6.3).

Для изгибаемых элементов должно удовлетворяться условие

$$\frac{Q}{z} \leqslant q_x' + q_0'\sqrt{1 + \sin 2\alpha}, \qquad (6.8)$$

где Q — наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке элемента с постоянной интенсивностью поперечного армирования;

z — плечо внутренней пары сил в рассматриваемом сечении, определяемое, как для упругих материалов (см. стр. 165);

q_x' и q_0' — коэффициенты интенсивности армирования элемента соответственно поперечными стержнями и отгибами, равные

$$q_x' = \frac{R_a' F_x}{u}; \qquad (6.9)$$

$$q_0' = \frac{R_a' F_0}{u_0}; \qquad (6.10)$$

α — угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Расчет производится для каждого участка с постоянной интенсивностью поперечного армирования.

В предварительно напряженных элементах, рассчитываемых на выносливость, наибольшая величина растягивающих напряжений $\sigma_{б.р}$ в крайнем волокне растянутого бетона не должна превышать расчетного сопротивления бетона растяжению $R_т'$.

Главные растягивающие напряжения $\sigma_{г.р}$ в предварительно напряженных элементах, рассчитываемых на выносливость, не должны превышать $R_т'$.

Таким образом, расчет предварительно напряженных элементов по образованию трещин с учетом влияния многократного повторения нагрузки производится из условий:

для сечений, нормальных к продольной оси элемента,

$$\sigma_{б.р} \leqslant R'_т; \tag{6.11}$$

для наклонных сечений

$$\sigma_{г.р} \leqslant R'_т. \tag{6.12}$$

Напряжения $\sigma_{г.р}$ определяются на уровне центра тяжести приведенного сечения, а также в местах резкого изменения ширины сечения.

Если в элементах с ненапрягаемой арматурой не удовлетворяется условие (6.12), то равнодействующая главных растягивающих напряжений по нейтральной оси должна быть полностью воспринята поперечной и отогнутой арматурой с расчетным сопротивлением $R'_а$.

При расчете на выносливость и по образованию трещин с учетом многократного повторения нагрузки напряжения определяются в предположении упругой работы элементов (см. стр. 165). Для предварительно напряженных элементов в этом случае учитываются установившиеся напряжения в бетоне и арматуре (см. стр. 167).

Напряжения в бетоне и арматуре при расчете на выносливость вычисляют по приведенным характеристикам сечения; при этом в предварительно напряженных элементах учитывается полное сечение бетона, а в элементах с ненапрягаемой арматурой не учитывается площадь растянутого бетона, за исключением проверки условия (6.12), где учитывается полное сечение бетона.

При расчете железобетонных конструкций из тяжелого бетона на выносливость для определения напряжений отношение модуля упругости арматуры к условному модулю упругости бетона при многократном приложении нагрузки (коэффициент приведения) $n' = \frac{E_а}{E'_б}$ принимается по табл. 1.32. Для легких бетонов значения коэффициента n' должны обосновываться экспериментальными данными.

Предварительные напряжения σ_0 в напрягаемой арматуре в виде проволоки, пучков и прядей без анкеров в пределах зоны ее анкеровки $l_{ан}$ принимаются сниженными от σ_0 до нуля (см. стр. 157).

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

При определении деформаций (прогибов) железобетонных элементов, подвергающихся действию многократно повторяющихся нагрузок, следует пользоваться указаниями, приведенными на стр. 132 и 200. При этом в алгоритмах, приведенных в табл. 4.36, 4.39 и 5.20, значения коэффициентов $\psi_а$ и $\psi_б$ принимаются равными единице.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Проверка ширины раскрытия трещин в элементах железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой, рассчитываемых на выносливость, должна производиться для тех сечений (нормальных или наклонных к продольной оси элементов), в которых наибольшие растягивающие напряжения от нормативных нагрузок превышают $R'_т$, т. е. не удовлетворяются условия (6.11) и (6.12). При этом значения коэффициента $\psi_а$ в формулах алгоритмов, приведенных в табл. 5.22 и 5.23, принимаются равными единице.

Ширина раскрытия наклонных трещин, определяемая по формуле (4.154), при действии многократно повторяющейся нагрузки увеличивается в 1,5 раза.

Глава 7

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ НА МЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗКИ

РАСЧЕТ НА МЕСТНОЕ СЖАТИЕ (СМЯТИЕ)

При расчете на местное сжатие (смятие) железобетонных элементов с косвенным армированием в виде сварных сеток (например под центрирующими прокладками в стыках колонны и т. п.) при $\xi \geqslant 2$ должно удовлетворяться условие

$$N \leqslant \xi R_{пр} F_{см} + \mu_к R_а F_я, \qquad (7.1)$$

где ξ — коэффициент, учитывающий влияние бетонной обоймы на повышение несущей способности бетона при смятии, определяемый по формуле

$$\xi = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}},$$

но принимаемый не более 3,5;

$F_{см}$, F — площадь смятия и общая расчетная площадь, определяемые, как при расчете на смятие бетонных конструкций (см. стр. 61);

$\mu_к$ — объемный коэффициент косвенного армирования, определяемый по формуле (рис. 7.1)

$$\mu_к = \frac{n_1 f_{а1} l_1 + n_2 f_{а2} l_2}{l_1 l_2 s}; \qquad (7.2)$$

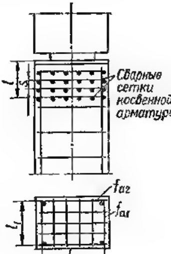


Рис. 7.1. Косвенное армирование конца железобетонного элемента сварными сетками.

n_1, $f_{а1}$, l_1 — соответственно число стержней, площадь сечения одного стержня и длина стержня сетки в одном направлении;

n_2, $f_{а2}$, l_2 — соответственно число стержней, площадь сечения одного стержня и длина стержня сетки в другом направлении;

s — расстояние между сетками;

$R_а$ — расчетное сопротивление растяжению стержней сеток косвенного армирования;

$F_я$ — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток, считая по их крайним стержням.

При $\xi < 2$ допускается пользоваться формулой

$$N \leqslant \xi R_{пр} F_{см} + \frac{2}{\xi} \mu_к R_а F_я. \qquad (7.3)$$

Сварные сетки косвенного армирования, учитываемые в расчете, должны устанавливаться у торца элемента в количестве не менее 4 шт. При наличии продольной арматуры она должна проходить внутри контура сварных сеток, которые располагаются на длине l (считая от торца элемента) не менее 20 d, если продольная арматура выполняется из гладких стержней, и не менее 10 d, если она выполняется из стержней периодического профиля, где d — диаметр стержня (см. рис. 7.1).

Первая сварная сетка располагается на расстоянии от торца не большем толщины защитного слоя.

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и в другом направлениях не должны различаться более чем в 1,5 раза.

Вместо сварных сеток с замкнутыми ячейками могут быть применены другие равноценные виды косвенной арматуры (пересекающиеся сетки в виде гребенок, спирали и т. п.) при условии обеспечения ее правильного положения в процессе бетонирования.

Расчет косвенного армирования стыкуемых концов сжатых элементов с обрывом рабочей арматуры в месте стыка при передаче нагрузки по всей поверхности торца при сферическом шарнире в стыках колонн должен производиться по формуле

$$N \leqslant (R_{пр} + 2\mu_к R_а) F_я. \qquad (7.4)$$

РАСЧЕТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Расчет на продавливание центрально нагруженных квадратных железобетонных фундаментов, капителей безбалочных перекрытий, а также плит под местные нагрузки производится из условия

$$P \leqslant 0{,}75 R_р h_0 b_{ср}, \qquad (7.5)$$

где P — расчетная продавливающая сила;

h_0 — рабочая высота сечения фундамента (плиты) на проверяемом участке;

$b_{ср}$ — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_0 (рис. 7.2, *а*).

При определении величин $b_{ср}$ и P предполагается, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой наклонены под углом 45° к вертикали.

Величина силы P принимается равной величине нормальной силы, действующей в сечении колонны у верха фундамента или у низа капители безбалочного перекрытия, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры).

Центрально нагруженные прямоугольные и внецентренно нагруженные фундаменты рассчитываются на продавливание по формуле

$$F p_{гр} \leqslant 0{,}75 R_р h_0 \frac{b_0 + b_н}{2}, \qquad (7.6)$$

Рис. 7.2. Схемы образования пирамиды продавливания в железобетонных элементах:

а — в плите; *б* — в фундаменте.

где F — площадь многоугольника A, B, C, D, E, G (см. рис. 7.2, *б*);

b_0 и $b_н$ — соответственно верхняя и нижняя (на уровне арматуры) стороны пирамиды продавливания;

$p_{гр}$ — наибольшее краевое давление на грунт от расчетной нагрузки.

Расчет производится для каждой из граней пирамиды продавливания; при расчете грани пирамиды продавливания, расположенной со стороны площади $BCFH$ (см. рис. 7.2, *б*), в качестве $p_{гр}$ принимается среднее давление на грунт в пределах расчетной площади F (многоугольника $BCFH$).

О расчете на продавливание фундаментов см. дополнительно на стр. 365.

Расчет на отрыв см. на стр. 268.

ЛИТЕРАТУРА

Васильев Б. Ф., Богаткин И. Л., Залесов А. С., Паньшин А. Л. Расчет железобетонных конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин. М., Стройиздат, 1965.

Дмитриев С. А., Калатуров Б. А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1965.

Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.

Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций. Под редакцией А. А. Гвоздева. М., Стройиздат, 1964.

Ривкин С. А. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при трех комбинациях усилий. «Бетон и железобетон», 1959, № 10.

Руководство по проектированию железобетонных конструкций (без предварительного напряжения). М., Стройиздат, 1968.

Глава 8

ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Основные конструктивные требования, предъявляемые к железобетонным сборным и монолитным конструкциям, направлены на то, чтобы конструкция в целом и каждый ее элемент были долговечны и надежны в эксплуатации, выполнены с минимальными затратами материалов и труда на изготовление и монтаж при максимальной стандартизации и унификации опалубки, арматуры и самого элемента.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры должна приниматься не ниже указанной в табл. 8.1.

Таблица 8.1. **Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах (проц. от площади расчетного сечения бетона)**

Характеристика положения арматуры и характер работы элемента	Минимальный процент армирования при бетоне марки		
	200 и ниже	250—400	500 и 600
Арматура A во всех изгибаемых, внецентренно сжатых (кроме колонн и стеновых панелей) и внецентренно растянутых элементах; арматура A' во внецентренно сжатых по 2-му случаю элементах (кроме колонн и стеновых панелей) и внецентренно растянутых по 2-му случаю элементах	0,10	0,15	0,20
Арматура A и A' во внецентренно сжатых колоннах:			
при $\frac{l_0}{r_и} \leqslant 35$ (для прямоугольных сечений $\frac{l_0}{h} \leqslant 10$)	0,15	0,15	0,20
при $35 < \frac{l_0}{r_и} \leqslant 83$ $(10 < \frac{l_0}{h} \leqslant 24)$	0,20	0,20	0,20
при $\frac{l_0}{r_и} > 83$ $(\frac{l_0}{h} > 24)$	0,25	0,25	0,25
Арматура A и A' во внецентренно сжатых стеновых панелях:			
при $\frac{l_0}{r_и} \leqslant 83$	0,10	0,15	0,20
при $\frac{l_0}{r_и} > 83$	0,25	0,25	0,25

Минимальная площадь сечения всей продольной арматуры в центрально сжатых элементах, а также во всех элементах кольцевого сечения в проц. от площади бетона должна приниматься вдвое больше величин, указанных в табл. 8.1.

В качестве расчетного сечения бетона для элементов прямоугольного, таврового и тому подобных сечений принимается поперечное с шириной ребра b и рабочей высотой h_0. Элементы, в которых процент армирования меньше указанного в табл. 8.1, следует относить к бетонным и соответственно рассчитывать и конструировать.

Требования, приведенные в табл. 8.1, могут не учитываться при назначении площади сечения арматуры, поставленной по контуру плит или панелей, из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели).

Эти требования также не распространяются на предварительно напряженные железобетонные элементы I и II категорий трещиностойкости, рассчитываемые по образованию трещин. В предварительно напряженных конструкциях I и II категорий трещиностойкости, а также во всех конструкциях, подвергающихся динамическим воздействиям, не допускается применение элементов со слабым армированием, прочность которых исчерпывается с образованием трещин в бетоне растянутой зоны (усилия, вызывающие образование трещин; в этом случае должны определяться при замене $R_т$ или $R_р$ на $R_р^н$); в элементах, в которых предельное состояние по прочности определяется достижением расчетного сопротивления арматуры растяжению, усилие, определяющее несущую способность элемента, должно превышать усилие, вызывающее образование трещин, не менее чем на 10%.

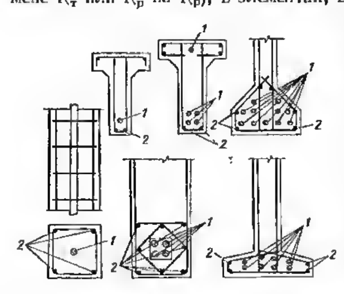


Рис. 8.1. Схемы расположения арматуры в поперечном сечении предварительно напряженных железобетонных элементов:
1 — напрягаемой; *2* — ненапрягаемой

У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, охватывающая продольные стержни, пучки, пряди и т. п. Такая арматура может выполняться в виде сварных сеток, хомутов (замкнутых или П-образных), шпилек, охватывающих продольные стержни, или прямых стержней, привариваемых к продольным ненапрягаемым стержням.

Расстояние между поперечными стержнями должно быть у каждой поверхности элемента не более 500 *мм* и не более удвоенной ширины данной грани элемента.

Конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении. Пересечения стержней, если они не соединяются сваркой (в сварных каркасах или сетках), должны быть связаны вязальной проволокой. Поперечную арматуру можно не ставить у узких граней элемента, по ширине которых располагается один продольный стержень.

В предварительно напряженных элементах продольную ненапрягаемую арматуру рекомендуется располагать ближе к наружным граням элемента так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала напрягаемую арматуру (рис. 8.1).

У концов предварительно напряженных элементов должны быть установлены дополнительные сварные сетки или замкнутые хомуты с шагом 5—7 *см* на длине (считая от торца элемента), равной двум длинам анкерных приспособлений, а при отсутствии анкеров — не менее 10 d и не менее 20 *см*.

Диаметр хомутов или стержней сеток должен быть не менее 5 *мм* и не менее 0,25 d (d — диаметр стержней продольной арматуры). Дополнительная поперечная арматура, поставленная у концов элемента, может быть учтена в расчете на местное сжатие (смятие).

Проектное положение арматуры обеспечивается установкой подставок в виде сварных каркасов или сеток, диафрагм, шпилек, подвесок, бетонных подкладок или специальными устройствами в опалубочных формах.

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

Толщина защитного слоя бетона назначается не менее величин, указанных в табл. 8.2.

Таблица 8.2 Толщина защитного слоя бетона

Арматура	Конструкция	Минимальная толщина защитного слоя, *мм*
Ненапрягаемая рабочая и напрягаемая, натягиваемая на упоры	Плиты и стены толщиной до 100 *мм* включительно из бетона:	
	тяжелого	10
	легкого	15
	Плиты и стены толщиной более 100 *мм*	15
	Балки и ребра высотой до 250 *мм* при $d \leqslant 20$ *мм*	15
	Балки и ребра, высотой 250 *мм* и более; колонны при $d \leqslant 20$ *мм*	20
	Балки, колонны и плиты при $20 < d \leqslant 32$ *мм*	25
	То же, с ненапрягаемой арматурой при $d > 32$ *мм*	30
	Балки с напрягаемой арматурой при $d > 32$ *мм*	d
	Балки, колонны и плиты при применении полосовой, угловой и фасонной стали	50
	Фундаментные балки и сборные фундаменты	30
	Монолитные фундаменты (отдельные, плитные и ленточные) для нижней арматуры:	
	при отсутствии подготовки	70
	при наличии подготовки	35
Хомуты и поперечные стержни сварных каркасов	Балки и колонны	15
Распределительная	Плиты	10
Напрягаемая продольная, натягиваемая на бетон и располагаемая в каналах	Предварительно напряженные конструкции с расположением арматуры в каналах:	
	по одному пучку или стержню при $d > 32$ *мм*	20,0, но не $< 0{,}5d_к$
	то же, при $d \geqslant 32$ *мм*	не $< d_к$
	по несколько пучков, прядей или стержней (рис. 8.2) для боковых стенок	80, но не $< 0{,}5b_к$
	то же, для нижних	60, но не $< 0{,}5\ b_к$

Примечания. 1. Приняты следующие буквенные обозначения: d — диаметр продольной рабочей арматуры (стержня, проволоки, пряди, каната); $d_к$ — диаметр канала; $b_к$ — ширина канала.

2. В однослойных конструкциях из легких бетонов марок 100 и ниже, выполняемых без фактурных слоев, толщина защитного слоя должна составлять для рабочей арматуры не менее 20 *мм*, для распределительной арматуры плит — не менее 15 *мм*.

В полых элементах кольцевого или коробчатого сечения расстояние от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности бетона должно быть не меньше, чем до наружной.

В предварительно напряженных элементах, армируемых стержнями периодического профиля или арматурными прядями без анкеров, толщина защитного слоя бетона у концов элемента на участке заделки длиной $l_{ан}$ должна составлять:

для стержневой арматуры *классов* А-IV, Ат-IV, А-IIIв, А-IIв, А-III и для арматурных прядей — не менее $2d$;

для стержней арматуры классов А-V, Ат-V, Ат-VI — не менее $3d$, но не менее 40 *мм* для стержневой арматуры и 20 *мм* для арматурных прядей.

Отступления от указанных требований допускаются: при установке стальной опорной детали (листа или швеллера), надежно заанке-

Рис. 8.2. Толщина защитного слоя бетона до поверхности канала, в котором располагается предварительно напряженная арматура.

ренной в бетоне элемента, защитный слой бетона со стороны опоры можно принимать таким же, как для сечения в пролете;

в плитах, панелях и настилах и опорах ЛЭП допускается не увеличивать толщину защитного слоя бетона у конца элемента, если она составляет не менее, *мм*:

При $d = 6 \div 9$ *мм* или $d_п = 4{,}5 \div 7{,}5$ *мм*	. . . .	10
» $d = 10 \div 14$ » » $d_п = 9 \div 12$ »	. . . .	15
» $d = 16 \div 25$ » » $d_п = 15$ »	. . . .	20

(d — диаметр рабочего стержня, $d_п$ — диаметр пряди).

При этом в пределах опорных участков на длине не менее 0,6 $l_{ап}$ следует устанавливать дополнительную поперечную арматуру в виде спиралей, плоских или корытообразных согнутых сварных сеток или отдельных стержней, охватывающих все стержни продольной напрягаемой арматуры; площадь сечения всех дополнительных поперечных стержней (или стержней сетки, направленных перпендикулярно к продольным стержням элемента) должна составлять не менее половины площади сечения одного продольного напрягаемого стержня наибольшего диаметра. Шаг двух первых поперечных сеток или поперечных стержней спиралей, корытообразных сеток и хомутов должен быть не более 50 *мм* (по длине элемента), а диаметр стержней в сетках и спиралях — не менее 5 *мм*.

Для сборных элементов из тяжелого бетона марки более 200 толщина защитного слоя может быть уменьшена на 5 *мм* против указанных в табл. 8.2 величин, но должна быть в любом случае не менее 10 *мм* для плит и не менее 20 *мм* — для рабочей арматуры колонн, балок и ребер при $d \leqslant 20$ *мм*.

Для сборных железобетонных плит из тяжелого бетона марки более 200, изготавливаемых на заводах в металлической опалубке при наличии сверху бетонной подготовки, стяжки или других защитных мероприятий, допускается принимать толщину защитного слоя для верхней арматуры равной 5 *мм*.

Во всех сборных изгибаемых элементах концы продольных рабочих стержней ненапрягаемой арматуры, непривариваемых к анкерующим деталям, должны отстоять от торца элемента: в панелях, настилах и плитах — не более чем на 5 *мм*, в прочих элементах — не более чем на 10 *мм*. Концы напрягаемой арматуры, а также анкеры должны быть защищены слоем раствора не менее 5 *мм* или бетоном.

При назначении толщины защитного слоя бетона должны (помимо приведенных указаний) учитываться требования СНиП II-А. 5-62 «Противопожарные требования. Основные положения проектирования», а для конструкций, подверженных систематическому воздействию дыма, паров, кислот, и при повышенной влажности — СНиП II-В.7-62 «Защита строительных конструкций от коррозии. Основные положения проектирования».

СВАРНЫЕ СЕТКИ И КАРКАСЫ

Сварные сетки изготовляют рулонными и плоскими.

В рулонных сетках стержни одного направления обычно являются рабочими, другого направления — распределительными. Диаметр продольных стержней рулонных сеток не должен превышать 7 *мм* (при применении стали класса А-III — 6 *мм*).

Плоские сетки могут иметь рабочую арматуру в одном и в двух направлениях.

При армировании железобетонных конструкций предпочтительно применять сварные сетки, изготовляемые промышленностью по ГОСТ 8478—66 (см. табл. 1.16). При необходимости можно применять сетки других видов с различными диаметрами стержней.

Сварные сетки должны изготовляться, как правило, с взаимоперпендикулярным расположением рабочих и распределительных стержней. Рабочие стержни могут быть расположены в направлении большего размера сетки (рис. 8.3, *а*), меньшего (рис. 8.3, *б*), либо в обоих направлениях (рис. 8.3, *в*). Часть рабочих стержней может не доводиться до края сетки

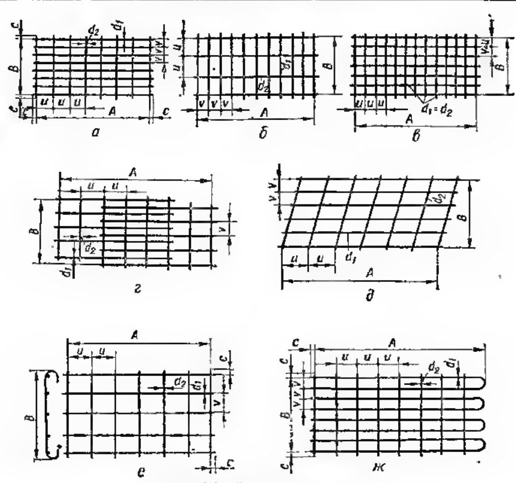


Рис. 8.3. Сварные сетки:

а — *в* — с рабочей арматурой, расположенной в направлении размера сетки соответственно большего, меньшего и в обоих; *г* — часть рабочих стержней не доходит до края; *д* — с наклонным расположением распределительных стержней; *е* — с крюками на концах стержней; *ж* — с изогнутой рабочей арматурой.

(рис. 8.3, *г*). В отдельных случаях возможно применение сеток с неперпендикулярным расположением стержней (рис. 8.3, *д*), а также сеток, имеющих на одном или на обоих концах стержней крюки (рис. 8.3, *е*) или загибы (рис. 8.3, *ж*).

Сетки с гнутыми стержнями можно изготовлять, сваривая заранее согнутые стержни или сгибая плоские сетки так, чтобы места сварки находились с вогнутой стороны изгибаемых стержней и вне пределов загиба, не ближе чем на 2,5 d до начала загиба, где d — диаметр загибаемых стержней (рис. 8.4, *а*).

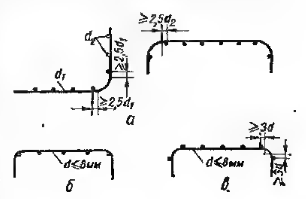


Рис. 8.4. Сварные сетки с гнутыми стержнями одного направления:

а — общий случай; *б* — сварные соединения с вогнутой стороны при $d \leqslant 8$ *мм*; *в* — сварные соединения с выпуклой стороны при $d \leqslant 8$ *мм*

При изготовлении сеток из стержней диаметром до 8 *мм* включительно допускается:

а) гнутье непосредственно по сварному соединению при условии, что соединение будет расположено с вогнутой стороны изгибаемого стержня, а радиус кривизны составит не менее: для стержней из стали класса А-I и из обыкновенной проволоки — 2 d, из стали класса А-III — 4 d (d — диаметр загибаемых стержней, рис. 8.4, *б*);

б) гнутье с расположением места сварки по выпуклой стороне изгибаемого стержня, если расстояние от сварного соединения до начала загиба составляет не менее 3 d изгибаемого стержня (рис. 8.4, *в*).

Расстояния между осями продольных и поперечных стержней рекомендуется принимать кратными 50 *мм*. В сетках рекомендуется применять стержни не более двух различных диаметров.

Сварные каркасы выполняются из продольных (рабочих или монтажных) и поперечных стержней и могут быть плоскими и пространственными.

Основные типы плоских каркасов приведены на рис. 8.5. Продольные стержни в плоском каркасе могут быть расположены в один (рис. 8.5, *а, б, в, е*) или в два ряда (рис. 8.5, *г, д*), а по отношению к поперечным стержням могут иметь одностороннее (рис. 8.5, *в, г*) или двустороннее расположение (рис. 8.5, *а, б, д*). Применяются также сдвоенные каркасы.

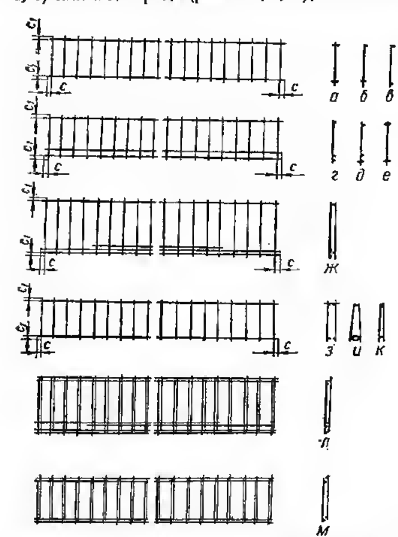


Рис. 8.5. Основные типы плоских сварных каркасов:
а — с двумя рабочими и двумя монтажными стержнями, *б* — с двумя рабочими стержнями и одним монтажным; *в* — с одним рабочим и одним монтажным стержнями; *г, д* — с двумя и тремя рабочими стержнями, расположенными друг над другом, и одним монтажным; *е, з, и, м* — сдвоенные каркасы, изготовленные из двух элементов типа указанного в *в*; *ж, л* — сдвоенные каркасы, изготовленные из элементов по типам, указанным в *в, г*; *к* — с одним рабочим стержнем и одним монтажным при двустороннем расположении поперечных стержней.

При вертикальном расположении каркасов в процессе бетонирования рекомендуется применять каркасы с односторонним расположением продольных стержней. При горизонтальном расположении каркасов в процессе бетонирования применение каркасов с продольными стержнями, расположенными вплотную друг к другу, не рекомендуется, а применение сдвоенных каркасов с расположением продольных стержней в шахматном порядке (рис. 8.4, *ж, л, м*) не допускается.

Каркасы с двусторонним расположением продольных стержней, сдвоенные, с продольными стержнями, расположенными вплотную друг к другу, следует выполнять только из арматуры периодического профиля.

Расстояния между осями поперечных стержней следует принимать кратными 50 *мм*.

В одном плоском арматурном каркасе рекомендуется применять продольные стержни не более двух различных диаметров.

Сетки и плоские каркасы следует изготовлять при помощи контактной точечной электросварки на стационарных одно- и многоточечных машинах. Для изготовления пространственной арматуры применяют подвесные машины МТПГ-75 со сварочными клещами типа КТГ, при помощи которых сваривают между собой отдельные плоские каркасы или сетки.

Контактная точечная сварка обеспечивает крестовое соединение стержней, оси которых наиболее близки к одной плоскости, в связи с взаимной осадкой стержней. Вследствие этого уменьшаются эксцентриситеты, а следовательно, и дополнительные изгибающие моменты, возникающие при работе сварного соединения на срез в процессе эксплуатации железобетонных элементов, армированных сварными сетками и каркасами, а также обеспечивается высокая прочность со стабильными показателями. При контактной точечной сварке крестовых соединений на машинах автоматического действия соблюдается постоянный рациональный режим сварки, харак-

теризующийся вводом в металл определенного количества тепла, к которому чувствительны современные эффективные виды арматурной стали классов А-II (марок Ст.5 и 18Г2С) и особенно А-III (марок 35ГС, 25Г2С и 18Г2С).

Выполнить высококачественные крестовые соединения дуговой сваркой труднее, чем контактной точечной. При дуговой сварке тонких стержней редко удается предупредить пережог или подрезы стержней, поэтому применять эту сварку можно только при соединении стержней диаметром более 8 *мм*. Однако применение крестового соединения двух стержней одинакового диаметра более 22 *мм* дуговой сваркой недопустимо, так как при этом получается низкая прочность соединения.

При дуговой сварке крестовых соединений стержни касаются друг друга в одной точке. Если не предусмотрены специальные конструктивные элементы, такие соединения выполняют путем наплавки коротких швов, а чаще — дуговых «точек» При этом из-за трудности регулирования ввода тепла в стержни может происходить охрупчивание стали классов А-II и особенно А-III (марки 35ГС).

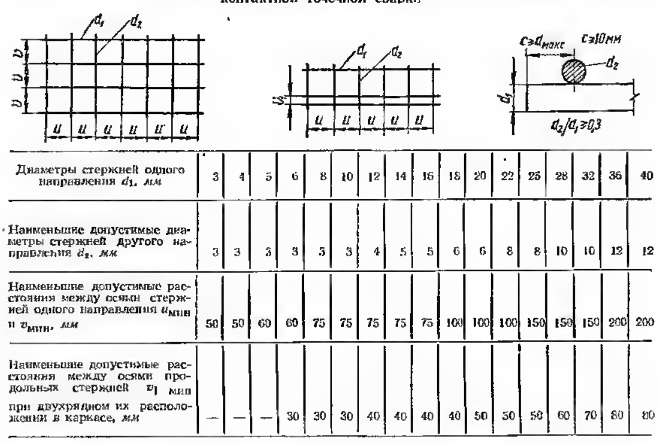
Поэтому строительные нормы и правила (СНиП II-В.1-62 *) требуют, чтобы сварные сетки и каркасы изготовляли при помощи контактной точечной сварки. При отсутствии оборудования для контактной сварки дуговую сварку можно применять только при диаметре соединяемых стержней более 8 *мм* для изготовления:

арматурных сеток из горячекатаных стержней, если соединение стержней в пересечениях «в крест» имеет только монтажное значение;

арматурных каркасов из горячекатаных сталей (включая сортовой прокат) с обязательными конструктивными элементами в местах соединения арматуры (косынки, лапки, крюки и т. п.).

Если соединения стержней сварных каркасов или сеток «в крест» имеют не только монтажное значение, но и должны обеспечивать прочность кон-

Таблица 8.3. **Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки**



Диаметры стержней одного направления d_1, *мм*	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьшие допустимые диаметры стержней другого направления d_2, *мм*	3	3	3	3	3	3	4	5	5	6	6	8	8	10	10	12	12
Наименьшие допустимые расстояния между осями стержней одного направления $u_{мин}$ и $v_{мин}$, *мм*	50	50	60	60	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
Наименьшие допустимые расстояния между осями продольных стержней $v_{1\ мин}$ при двухрядном их расположении в каркасе, *мм*	—	—	—	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

Примечание. В каркасах колонн, а также в сетках с рабочей арматурой из стали периодического профиля допускается принимать $\frac{d_2}{d_1} \geq 0,25$.

струкции, то осуществление таких соединений без применения конструктивных элементов не допускается.

Дуговую электросварку пересекающихся арматурных стержней из стали класса А-II марки Ст.5 и класса А-III марки 35ГС применять не рекомендуется.

Ширина сеток и каркасов, соотношение между диаметрами свариваемых стержней, расстояние между стержнями следует принимать в соответствии с табл. 8.3 и в зависимости от сварочного оборудования. Данные по сварочным машинам приведены в табл. 8.4 и 8.5.

Таблица 8.4. **Данные для определения предельных диаметров свариваемых стержней и предельной ширины сетки или каркаса при изготовлении их на серийных одноточечных сварочных машинах**

Тип машины	Номинальная мощность, *ква*	Полезный вылет электродов, *мм*	Максимальный диаметр меньшего из свариваемых стержней, *мм*, при работе	
			автоматической	неавтоматической
Педальные:				
АТП-25	25	250	—	12
АТП-50	50	350	—	14
АТП-75	75	250	—	20
Моторные:				
МТМ-50М	50	350	8	12
МТМ-75М	75	350	8	12
Пневматические:				
МТП-75	75	500	16	—
МТП-100	100	500	20	—
МТП-150	150	550	22	—
МТП-300	300	550	22	—

Примечание. Максимальный диаметр стержня большего сечения принимается в пределах соотношения 1 : 3 — 1 : 4.

Таблица 8.5. **Данные для определения предельных диаметров свариваемых стержней и предельной ширины сетки или каркаса при изготовлении их на специальных многоточечных сварочных машинах**

Тип машины	Единовременно потребляемая мощность, *ква*	Ширина арматурного изделия, *мм*	Диаметры свариваемых стержней, *мм*
МТПД-100	100	1500	От 3+3 до 18+18
МТМК-3×100	300	775	От 4+5 до 12+24
МТМС-9×35	315	1800	От 3+3 до 8+8
МТМС-10×35	350	2000	От 3+3 до 8+8
АТМС-14×75—4	300 (900)	2400	От 3+3 до 12+12
АТМС-14×75—7	450 (1350)	3800	От 3+3 до 8+12

Примечания: 1. Указаны предельные диаметры двух свариваемых стержней в одном узле.

2. В скобках приведены значения мощности при общем включении трансформаторов, без скобок — при секционном.

В одноточечных серийных машинах вылет электродов невелик, и поэтому ширина сетки составляет не более 500 *мм*, если сварка ведется с одной стороны. Сетки большей ширины свариваются в два приема: сначала с одной, затем с другой стороны. Таким образом, при нечетном числе продольных стержней в сетке предельная ширина ее равна удвоенному вылету электродов, а при четном — к этой величине добавляется расстояние меж-

ду двумя средними стержнями. Для получения максимальной ширины сетки рекомендуется проектировать ее с четным числом продольных стержней.

Сварные каркасы и сетки должны быть сварены во всех пересечениях продольных и поперечных стержней.

Сварка не всех мест пересечения стержней в сетках допускается только при изготовлении их на одноточечных машинах, если для рабочей арматуры сеток применяются:

стержни периодического профиля (количество и расположение сварных узлов определяется условиями транспортирования и монтажа сеток);

обыкновенная арматурная проволока, и при этом шаг стержней другого направления составляет менее 100 *мм*, или круглая горячекатаная сталь класса А-I (в этих случаях обязательно свариваются все узлы в двух крайних поперечных стержнях, анкерующих рабочую арматуру).

Расположение средних сварных узлов в сетке из обыкновенной арматурной проволоки устанавливают с таким расчетом, чтобы расстояния между ними не превышали 300 *мм*. В сетке из круглой горячекатаной арматуры сварка средних узлов не обязательна.

Сварка всех мест пересечения стержней обязательна: в каркасах; в сетках с рабочей арматурой из обыкновенной арматурной проволоки при расстояниях между стержнями распределительной арматуры 100 *мм* и более.

Сборные элементы следует армировать, как правило, пространственными каркасами целиком на все изделие.

Соединять элементы в пространственный каркас следует привариванием соединительных стержней к продольным стержням плоских каркасов контактной точечной сваркой с помощью сварочных клещей. При этом, кроме указаний, приведенных в табл. 8.3, должны выполняться следующие требования:

а) размер ячеек в свету между продольными и поперечными стержнями пространственного каркаса должен быть не менее 70 × 100 *мм*;

б) расстояние от сварного соединения двух стержней в одной плоскости до ближайших стержней пространственного каркаса, расположенных в другой плоскости, должно быть не менее 15 *мм*;

в) диаметры меньшего и большего свариваемых стержней не должны превышать соответственно 12 и 32 *мм*.

Если нет сварочных клещей для сварки стержней большего диаметра, допускается в виде исключения приваривать соединительные стержни к поперечным стержням плоских каркасов. Это допускается, если продольные стержни не являются анкерующими для привариваемых соединительных, а именно: в колоннах; в балках, не работающих на кручение; при соединении плоских каркасов, расположенных параллельно плоскости изгиба.

Если нет сварочных клещей, плоские сварные каркасы допускается объединять в пространственный каркас с помощью вязаных соединительных стержней.

ПРЯДИ, КАНАТЫ, ПУЧКИ

Изделия из проволоки в виде прядей, канатов, пучков применяются в качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций.

Арматурная прядь состоит из высокопрочной свитой гладкой проволоки. Пряди изготовляют трех-, семи- и девятнадцатипроволочными (рис. 8.6). Наибольшее применение нашли семипроволочные пряди, в которых центральная проволока прямая, а остальные шесть располагаются по ее

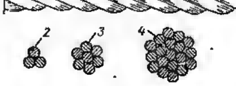


Рис. 8.6. Конструкция арматурных прядей:
1 — общий вид семипроволочной пряди; *2—4* — сечения прядей соответственно трех-, семи- и девятнадцатипроволочной.

периметру и свиваются. Сортамент семипроволочных прядей приведен в табл. 1.13.

Арматурные канаты выполняют из нескольких свитых между собою прядей, причем каждая прядь свивается из тонких проволок диаметром от

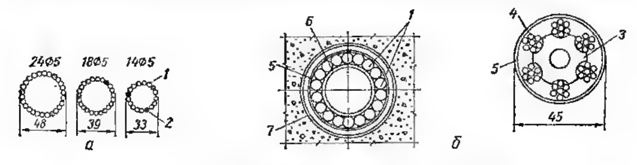


Рис. 8.7. Однорядные арматурные пучки:

а — из проволок; *б* — из прядей; *1* — проволока; *2* — коротыши; *3* — распределительная звездочка; *4* — семипроволочная арматурная прядь; *5* — скрутка; *6* — спираль; *7* — канал.

1 до 3,5 *мм*. В основном применяются многопрядные канаты, сортамент которых приведен в табл. 1.14. В отдельных случаях могут применяться двухпрядные стальные канаты (см. табл. 1.15).

Арматурные пучки применяют: однорядные из проволок, прядей или канатов (рис. 8.7); многорядные из проволок (рис. 8.8).

При изготовлении пучков прямые проволоки располагают по окружности вокруг спирали и закрепляют по концам в специальных анкерах.

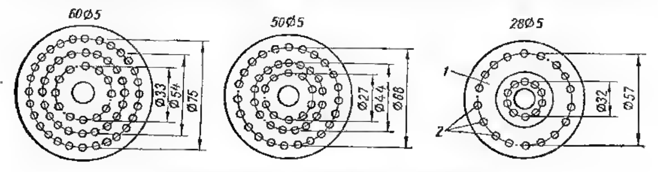


Рис. 8.8. Многорядные арматурные пучки:

1 — анкер; *2* — проволока.

По периметру пучка между проволоками оставляют просветы для того, чтобы можно было заполнить цементным раствором внутреннюю полость пучка и канал, в котором находится пучок. В концевых анкерах вместо отсутствующих проволок вставляют коротыши. При проектировании пучков следует учитывать конструкции анкерных устройств.

РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ И ПУЧКАМИ АРМАТУРЫ

Расстояния в свету между стержнями, пучками, прядями или оболочками каналов по высоте и ширине сечения должны назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси. При бетонировании должен свободно проходить заполнитель, а также наконечник штыкового вибратора или виброштампующего элемента соответствующей машины.

Для предварительно напряженных конструкций необходимо учитывать степень местного обжатия бетона и габариты натяжного оборудования. Для предварительно напряженных конструкций с непрерывным армированием расположение витков проволоки и расстояния между ними назначаются с учетом технических характеристик намоточных машин и поддонов.

Расстояния в свету между арматурой приведены в табл. 8.6.

В предварительно напряженных конструкциях при непрерывном армировании с обеспеченной анкеровкой проволок допускается располагать проволоки или пряди в одном ряду вплотную без зазора. Если напрягаемая

Таблица 8.6. **Расстояния в свету между арматурой**

Арматура	Положение арматуры при бетонировании	Расстояние в свету	
Ненапрягаемая	Горизонтальное или наклонное для арматуры: нижней верхней	 $\geqslant d$ и $\geqslant 25$ *мм* $\geqslant d$ и $\geqslant 30$ *мм*	Между отдельными продольными стержнями и стержнями соседних плоских каркасов
	Вертикальное	$\geqslant 50$ *мм*	
	Более чем в 2 ряда по высоте	$\geqslant 50$ *мм*	Между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов)
	Двустороннее расположение продольной арматуры в сварных каркасах	$\geqslant 2d$ и $\geqslant 40$ *мм*	Между продольными стержнями соседних каркасов
Предварительно напряженная	Горизонтальное или наклонное	$\geqslant d_к$ и $\geqslant 25$ *мм*	Между отдельными напрягаемыми стержнями, пучками, прядями
	С расположением проволок в ряду: вплотную без зазора попарно с зазором в свету между каждой парой $\leqslant 5$*мм*	 $\geqslant 15$ *мм* 10 *мм*	Между пакетами (рядами) проволок

Примечания: 1. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимается по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

2. d, $d_к$ — соответственно диаметр арматуры, канала.

арматура располагается у поверхности элемента, должны предусматриваться конструктивные мероприятия, устраняющие раскалывание бетона и отслоение защитного слоя от поверхности арматурных пакетов (установка охватывающих проволок или легких сеток).

При расположении напрягаемой арматуры в закрытых каналах расстояние в свету между каналами должно быть не менее диаметра канала и значений, указанных в табл. 8.6.

При назначении расстояний между отдельными проволоками верхней арматуры в горизонтальном направлении также следует руководствоваться указаниями табл. 8.6.

Расположение прядей и канатов в сечениях элементов конструкций показано на рис. 8.9.

В предварительно напряженных элементах сборно-монолитных конструкций при расположении арматуры снаружи бетона необходимо предусматривать зазоры между

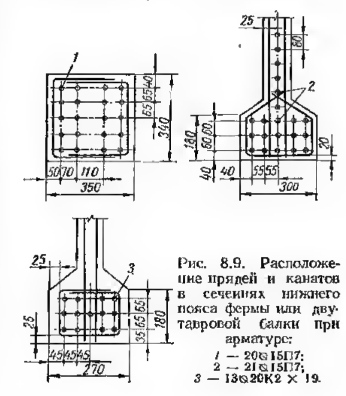


Рис. 8.9. Расположение прядей и канатов в сечениях нижнего пояса фермы или двутавровой балки при арматуре:
1 — 20⊗15П7;
2 — 21⊗15П7;
3 — 13⊗20К2 × 19.

арматурой и поверхностью бетона элемента, а также между рядами арматуры соседних элементов. Эти зазоры заполняют бетоном или раствором, и таким образом обеспечивается защита арматуры от коррозии и температурных воздействий.

АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

В элементах железобетонных конструкций совместная работа арматуры с бетоном обеспечивается силами сцепления по поверхности контакта между арматурой и бетоном. Для того чтобы арматурные стержни могли работать с полным расчетным сопротивлением, необходимо обеспечить надлежащую анкеровку арматуры, осуществляемую путем соответствующего перепуска ее за рассматриваемое сечение.

Анкеровку можно осуществлять также с помощью специальных анкерующих устройств по концам арматуры.

Длина анкеровки зависит от диаметра и профиля стержней, расчетного сопротивления арматурной стали, прочности бетона, напряженного состояния в окружающем стержень бетоне и других факторов.

Анкеровка ненапрягаемой арматуры

Арматурные стержни периодического профиля выполняют без крюков.

Гладкие арматурные стержни, применяемые в сварных каркасах и сварных сетках, также выполняются без крюков. Такие стержни следует заканчивать крюками только в случае невозможности или нецелесообразности приварки поперечных анкерующих стержней у конца каркаса или сетки.

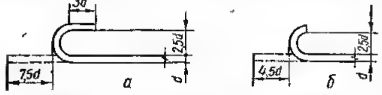


Рис. 8.10. Полукруглые крюки для гладких стержней при заготовке:
а — ручной; *б* — машинной

Растянутые гладкие арматурные стержни, применяемые в вязаных каркасах и сетках или в виде отдельных стержней, должны иметь на концах полукруглые крюки.

Сжатые стержни вязаных каркасов и сеток в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах, выполняемые из круглой стали класса А-I при диаметре стержней до 12 *мм*, могут не иметь крюков, а при бо́льших диаметрах должны выполняться с крюками. В центрально сжатых элементах такие стержни могут выполняться без крюков независимо от диаметра стержней.

Крюки на концах гладких стержней должны выполняться в соответствии с рис. 8.10, причем в конструкциях из тяжелого бетона диаметр крюков должен быть не менее 2,5 d, а в конструкциях из легкого бетона диаметр крюков в свету должен составлять при $d < 12$ *мм* — не менее 2,5 d, при $d \geqslant 12$ *мм* — не менее 5 d.

Величины добавок на крюки в зависимости от диаметров стержней даны в табл. 8.7.

Таблица 8.7. **Добавки к длинам гладких стержней на крюки, *мм***

Диаметр, *мм*	При машинной заготовке на		При ручной заготовке на		Диаметр, *мм*	При машинной заготовке на		При ручной заготовке на	
	1 крюк	2 крюка	1 крюк	2 крюка		1 крюк	2 крюка	1 крюк	2 крюка
6	30	60	50	100	20	90	180	150	300
8	40	80	00	120	22	100	200	170	330
10	50	90	80	150	25	120	230	190	380
12	60	110	90	180	28	130	250	210	420
14	70	130	110	210	32	150	290	240	480
16	80	150	120	240	36	170	330	270	540
18	80	160	140	270	40	180	350	300	600

Продольные растянутые стержни элемента, учитываемые в расчете с полным расчетным сопротивлением (например при заделке их на опоре, рис. 8.11), должны быть заведены за рассматриваемое сечение не менее чем на величину l_a, указанную в табл. 8.8, и не менее 250 *мм*. При этом растянутые стержни из круглой (гладкой) стали должны иметь на длине l_a не менее двух поперечных анкерующих стержней диаметром не менее половины диаметра продольных стержней, приваренных ко всем рабочим стержням, либо заканчиваться крюками. При невозможности выполнения этого требования для обеспечения работы растянутых продольных стержней с полным расчетным сопротивлением в сечении, проведенном через грань опоры, рекомендуется приварка к стержням анкерующих шайб или концов стержней к закладным деталям, отгиб анкеруемых стержней по дуге круга радиусом не менее 5 d (при этом длина прямолинейного участка у начала зоны анкеровки должна быть не менее 0,5 l_a).

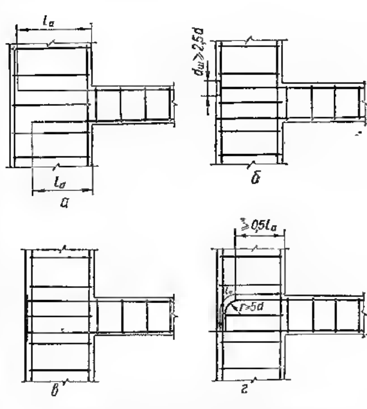


Рис. 8.11. Анкеровка ненапрягаемой арматуры на защемленных опорах:

а — запуском стержней на длину анкеровки l_a; *б* — с помощью приваренных анкерных шайб; *в* — путем приварки стержней к закладным деталям; *г* — отгибанием стержней

Если анкеруемые стержни поставлены с запасом по сравнению с расчетом по прочности, длину запуска допускается уменьшать, умножая

Таблица 8.8. **Длина анкеровки l_a арматурных стержней**

Тип арматуры	Марка бетона	Растянутые стержни		Сжатые стержни
		изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых по случаю 1 элементов	центрально и внецентренно растянутых по случаю 2 элементов	
Горячекатаная сталь класса А-I (с крюками на конце или при наличии на длине l_a двух приваренных анкерующих стержней) и А-II	150 200 и 300 400 и выше	35d 30d 25d	40d 35d 30d	25d 20d 15d
Горячекатаная сталь класса А-III, упрочненная вытяжкой класса А-IIв и обыкновенная арматурная проволока в сварных каркасах и сетках (с крюками на конце или при наличии на длине l_a двух приваренных анкерующих стержней)	150 200 и 300 400 и выше	40d 35d 30d	45d 40d 35d	30d 25d 20d

Примечание. Для горячекатаной круглой стали класса А-I без крюков или двух приваренных анкерующих стержней вне зависимости от марки бетона длина анкеровки l_a должна быть равной 30d.

величину l_a из табл. 8.8 на отношение $\frac{N_a}{R_a F_{a.ф}}$, где N_a — растягивающее усилие, которое должно быть воспринято анкеруемыми стержнями; $R_a F_{a.ф}$ — усилие в фактически поставленных стержнях; при этом длина запуска принимается не менее 250 *мм*.

Продольные растянутые стержни должны быть заведены за нормальное к оси элемента сечение, в котором они перестают требоваться по расчету (например при обрыве части арматуры), на длину не менее W (см. гл. 4) и не менее 20 d. Не рекомендуется обрывать в пролете растянутую арматуру вязаных каркасов, выполняемых из круглых (гладких) стержней.

Продольные сжатые стержни элемента, учитываемые в расчете с полным расчетным сопротивлением, должны быть заведены за рассматриваемое сечение не менее чем на величину l_a, указанную в табл. 8.8, и не менее 200 *мм*.

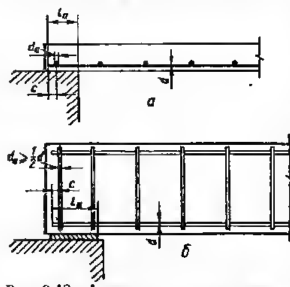


Рис. 8.12. Анкеровка сварных арматурных сеток или каркасов на свободных опорах:
а — в плите; *б* — в балке.

Продольные сжатые стержни должны быть заведены за нормальное к оси элемента сечение, в котором они перестают требоваться по расчету, на длину не менее 15 d. При этом в сварных каркасах с рабочей арматурой из круглых (гладких) стержней на этой длине к каждому обрываемому продольному стержню должно быть приварено не менее двух поперечных стержней. Для круглых (гладких) стержней, не имеющих на концах крюков и примененных в вязаных каркасах, эта длина должна быть увеличена до 20 d.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов для обеспечения анкеровки всех продольных арматурных стержней, доходящих до опоры, должны выполняться следующие требования:

а) если соблюдается условие (4.32), т. е. поперечной арматуры по расчету не требуется, длина l_a запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры (рис. 8.12) должна составлять не менее 5 d. Рекомендуется принимать $l_a = 10d$. В сварных каркасах и сетках с продольной рабочей арматурой из круглых (гладких) стержней к каждому растянутому продольному стержню должен быть приварен хотя бы один поперечный (анкерный) стержень, расположенный от конца каркаса (сетки) на расстоянии: $c \leqslant 15$ *мм* — при $d \leqslant 10$ *мм*; $c \leqslant 1{,}5\, d$ — при $d > 10$ *мм*.

Диаметр анкерующего стержня d_a в балках и ребрах должен быть не менее половины наибольшего диаметра продольных стержней;

б) если условие (4.32) не соблюдается, т. е. требуется расчетная поперечная арматура, длина l_a должна составлять не менее 15 d; при тяжелом бетоне проектной марки 200 и выше и при выполнении растянутой продольной арматуры из горячекатаной стали периодического профиля классов А-II и А-III или из стали, упрочненной вытяжкой, класса А-IIв длина l_a может быть уменьшена до 10 d.

В сварных каркасах и сетках с рабочей арматурой из круглых (гладких) стержней на длине l_a к каждому продольному стержню должно быть приварено не менее двух поперечных (анкерующих) стержней диаметром $d_a \geqslant 0{,}5\, d$; при этом расстояние от крайнего анкерующего стержня до конца каркаса (сетки) должно составлять не более указанных выше величин c.

Уменьшение длины l_a допускается только в случае, если принимаются специальные меры по надлежащей анкеровке арматуры (увеличение площади сечения поперечных стержней на участке элемента вблизи опоры, приварка дополнительных анкерующих стержней или шайб, приварка выпу-

щенных концов стержней к стальным закладным деталям, которые должны назначаться в зависимости от условий опирания элемента, вида и класса арматуры и марки бетона).

Анкеровка напрягаемой арматуры

Анкеровка напрягаемой арматуры в бетоне во многих случаях осуществляется за счет сил сцепления арматуры с бетоном. При отсутствии или недостаточности сил сцепления анкеровка арматуры в бетоне осуществляется с помощью специальных анкерных устройств, которые должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне на всех стадиях ее работы.

Для арматуры, натягиваемой на упоры, анкеровка обеспечивается за счет сил сцепления арматуры с бетоном без установки анкеров при применении:

а) высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля диаметром до 5 *мм* и бетона марки не ниже 300 при $R_0 \geqslant 200$ *кг/см²* (R_0 — прочность бетона при его обжатии);

б) свитых попарно высокопрочных арматурных проволок диаметром до 3 *мм* и бетона марки не ниже 400 при $R_0 \geqslant 250$ *кг/см²*;

в) арматурных прядей диаметром до 15 *мм* и бетона марки не ниже 400 при $R_0 \geqslant 250$ *кг/см²*; толщина защитного слоя у конца элемента на участке длиной $l_{ан}$, определяемой по табл. 8.9, должна быть не менее двух диаметров пряди и не менее 20 *мм*;

Таблица 8.9. **Значения коэффициента $k_{ан}$ для определения длины зоны анкеровки $l_{ан}$ высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля и семипроволочных арматурных прядей, применяемых без специальных анкеров**

Арматура	Значение коэффициента $k_{ан}$ при кубиковой прочности бетона в момент его обжатия R_0, *кг/см²*			
	200	300	400	500
Высокопрочная проволока периодического профиля	100	80	60	45
Семипроволочные пряди диаметром 4,5—9 *мм*	70	60	50	45
То же, диаметром 12 и 15 *мм*	50	40	35	30

Примечание. В элементах из легкого бетона, армированных высокопрочной проволокой периодического профиля, табличные значения коэффициента $k_{ан}$ умножаются на 1,25. Кроме того, для элементов из легкого бетона, у которых мелким заполнителем является пористый песок, при всех видах проволочной арматуры значения $k_{ан}$ умножаются на 1,2.

г) горячекатаной и упрочненной стержневой арматуры периодического профиля диаметром до 25 *мм*; при этом должна быть установлена дополнительная поперечная арматура в виде сеток или хомутов и обеспечена требуемая толщина защитного слоя.

Длину зоны анкеровки $l_{ан}$ напрягаемой продольной и поперечной арматуры в виде проволок, пучков или прядей принимают равной:

при

$$\sigma_0 = 10\,000 \text{ кг/см}^2 \quad l_{ан} = k_{ан} d;$$

$$\sigma_0 < 10\,000 \text{ кг/см}^2 \quad l_{ан} = k_{ан} d \frac{\sigma}{10\,000};$$

$$\sigma_0 > 10\,000 \text{ кг/см}^2 \quad l_{ан} = k_{ан} d + 3\frac{\sigma_0 - 10\,000}{R_0},$$

где d — диаметр проволоки или пряди, *см*;

$k_{ан}$ — коэффициент, принимаемый по табл. 8.9;

σ_0 — значение предварительного напряжения в арматуре с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона, *кг/см²*;

R_0 — кубиковая прочность бетона при его обжатии, *кг/см²*.

Таблица 8.10. Длина зоны анкеровки $l_{ан}$ стержневой напрягаемой арматуры в бетоне

Класс арматуры	Длина зоны анкеровки $l_{ан}$ в диаметрах напрягаемых стержней при кубиковой прочности бетона в момент обжатия R_o, кг/см²			
	140	200	300	400
А-IV и Ат-IV	20	15	15	15
А-V и Ат-V	25	20	15	15
Ат-VI	—	25	20	15

Примечания. 1. В случае вынужденной мгновенной передачи усилия обжатия на бетон в расчете следует предусмотреть увеличение длины зоны анкеровки напрягаемой стержневой арматуры всех классов диаметром до 18 *мм* на 0,25 $l_{ан}$, а при диаметре арматуры более 18 *мм* мгновенная передача усилий не допускается, о чем должно быть сделано соответствующее указание в проекте.

2. В случае использования в качестве напрягаемой стержневой арматуры стали классов А-IIIв, А-IIв, А-III периодического профиля длина зоны анкеровки принимается $l_{ан} = 15d$.

3. В элементах конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре минус 40° С и ниже, длина зоны анкеровки напрягаемой стержневой арматуры должна быть увеличена в 1,7 раза.

В случае возможного нарушения сцепления арматуры с бетоном (например, при мгновенной передаче предварительного напряжения на бетон) начало зоны анкеровки арматуры принимают на расстоянии 0,25 $l_{ан}$, от торца элемента.

В элементах конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре минус 40° С и ниже, длина зоны анкеровки проволоки, пучков и прядей без анкеров, вычисленная по приведенным выше формулам должна быть увеличина в 1,7 раза.

При применении поперечной напрягаемой арматуры без анкеров (например, при непрерывном армировании) следует снижать расчетные сопротивления поперечных стержней на длине зоны ее анкеровки $l_{ан.x}$, распространяя все вышеприведенные указания на поперечную арматуру.

Длину зоны анкеровки $l_{ан}$ напрягаемой стержневой арматуры при плавной передаче усилий предварительного напряжения (обжатия) с упоров на бетон принимают по табл. 8.10.

Для анкеровки в бетоне гладких стержней напрягаемой арматуры при натяжении на упоры применяют анкеры в виде приваренных коротышей (рис. 8.13, *а*) или шайб (рис. 8.13, *б*), а для анкеровки гладкой высокопрочной проволоки — анкерами в виде колец (рис. 8.13, *в*). При непрерывном армировании анкерами служат трубки (рис. 8.13, *г*), зажимные плашки и т. п.

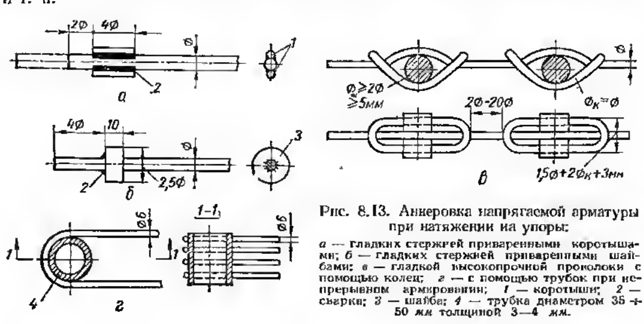


Рис. 8.13. Анкеровка напрягаемой арматуры при натяжении на упоры:

а — гладких стержней приваренными коротышами; *б* — гладких стержней приваренными шайбами; *в* — гладкой высокопрочной проволоки с помощью колец; *г* — с помощью трубок при непрерывном армировании; *1* — коротыши; *2* — сварка; *3* — шайба; *4* — трубка диаметром 35 ÷ 50 *мм* толщиной 3—4 *мм*.

Для закрепления в упорах стержневой, проволочной и прядевой арматуры применяют различные виды зажимов и захватов, а для стержневой арматуры, кроме того, могут применяться высаженные головки, привариваемые коротыши или шайбы.

Для арматуры, натягиваемой на отвердевший бетон, обжатие бетона осуществляется через анкеры, поэтому их установка обязательна.

Конические анкеры для одно- и многорядных арматурных пучков (рис. 8.14) выполняют из заделанной в торец элемента колодки с коническим отверстием для последующей инъекции канала.

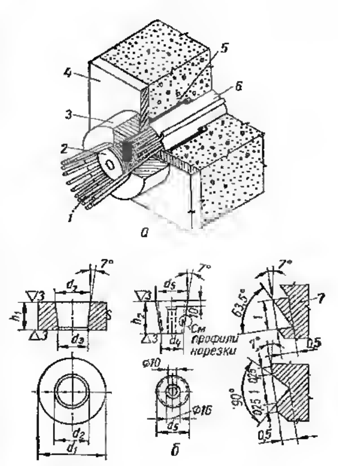


Рис. 8.14. Конический анкер:

а — общий вид; *б* — детали анкера для пучка на проволоки диаметром 5 *мм*; *1* — арматурный пучок; *2* — пробка; *3* — колодка; *4* — распределительный лист; *5* — патрубок; *6* — каналообразователь; *7* — профили нарезки на пробке.

Натяжение пучка осуществляется домкратом; по окончании натяжения из домкрата выдвигается поршень, который вдавливает коническую пробку и тем самым закрепляет проволочки пучка в натянутом состоянии. Колодки изготовляют из конструкционной стали 45, пробки — также из стали 45 или легированной 40Х с последующей закалкой. Для придания пучку жесткости и правильного распределения в нем проволок по его длине через каждый метр устанавливают отрезки спиралей из проволоки диаметром 1,8—2,2 *мм*. Размеры колодок и пробок конических анкеров в зависимости от количества проволок в пучке приведены в табл. 8.11.

Таблица 8.11. **Размеры пробок и колодок конических анкеров**

Количество проволок в пучке	Колодка, *мм*				Вес колодки, *кг*	Пробка, *мм*			Вес пробки, *кг*
	d_1	$d_2 A_4$	$d_3 A_4$	h_1		$d_4 Ш_4$	$d_5 Ш_4$	h_2	
12	80	39	30	40	1,29	21	32	45	0,17
18	80 90 100	53 48 47	39	60 40 35	1,61 1,54 1,77	29	45 40 40	65 45 45	0,48 0,28 0,28
24	100 200	66 63	52	60 50	3,2 3,44	42	58 55	65 55	0,98 0,76

Длина заготовки проволоки, *см*, для пучка с коническими анкерами определяется по следующим формулам в соответствии с рис. 8.15:

при натяжении двумя домкратами

$$L \geqslant l + 2l_1 + 30;$$

при натяжении одним домкратом

$$L \geqslant l + l_1 + 30,$$

где L — общая длина заготовки;

l — длина канала в железобетонном элементе;

l_1 — расстояние от торца опорной головки домкрата до задней стороны клиновой обоймы.

В гильзо-стержневых анкерах для однорядных арматурных пучков (рис. 8.16) проволоки пучка располагаются вокруг концевого стержня, имеющего на одном из своих концов кольцевые канавки. На стержень надевается

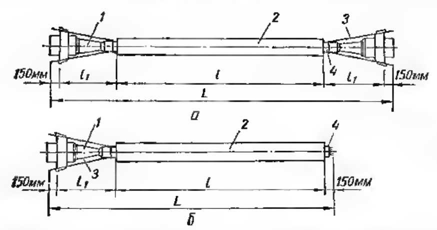


Рис. 8.15. Схема для определения длины проволоки в пучке при натяжении домкратами:

а — двумя; *б* — одним; *1* — домкрат; *2* — защитная трубка; *3* — пучок; *4* — анкерное устройство

гильза из мягкой стали и протягивается через кольцо меньшего диаметра. При протяжке гильза деформируется и зажимает проволочки пучка, вдавливая их в канавки стержня. Другой конец анкерного стержня имеет нарезку, на которую навинчивается гайка. Пучки закрепляются гайкой, затягиваемой до упора в торец элемента. Стержень изготовляется из Ст.45, 40Х, 55ГС с пределом прочности 100 *кг/мм*², гильза — из Ст. 3. Размеры основных деталей гильзо-стержневых анкеров даны в табл. 8.12.

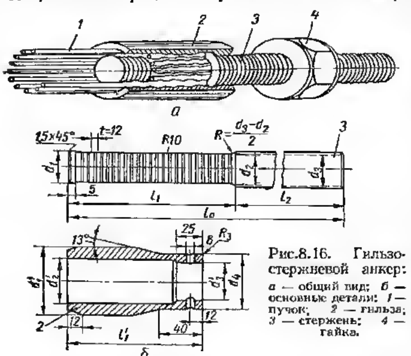


Рис. 8.16. Гильзо-стержневой анкер:

а — общий вид; *б* — основные детали; *1* — пучок; *2* — гильза; *3* — стержень; *4* — гайка.

Длина заготовки для пучка с гильзо-стержневыми анкерами

$$L = 0{,}992\ l - 5,$$

где l — длина канала в железобетонном элементе, *см*.

В анкерах с высаженными на проволоках головками для многорядных арматурных пучков (рис. 8.17): в стальной головке просверливают отверстия по количеству проволок, а в центре — отверстие с нарезкой для ввинчивания стального коротыша, присоединяемого к натяжному устройству. На одном из концов проволоки высаживают головки, после этого проволоки пропускают через отверстия двух анкерных колодок, располагаемых на концах пучка, а затем производят высадку головок на других концах проволок. При такой конструкции анкеров следует обращать особое внимание на точность длины проволок между высаженными головками, так как при разной длине не обеспечивается равномерное натяжение, что может привести к обрыву головок в процессе натяжения.

При количестве проволок в пучке 28 размеры гильзо-стержневого анкера следующие: $d_1 = 72$; $h_1 = 70$; $d_2 = 100$; $h_2 = 50$ *мм*. При количестве проволок в пучке 50 размеры гильзо-стержневого анкера следующие: $d_1 = 82$; $h_1 = 80$; $d_2 = 110$; $h_2 = 80$ *мм*. При количестве проволок в пучке 60 размеры гильзо-стержневого анкера следующие: $d_1 = 90$; $h_1 = 90$; $d_2 = 125$; $h_2 = 70$ *мм*.

Таблица 8.12. **Размеры основных деталей гильзо-стержневых анкеров, *мм*, при диаметре проволок 5 *мм***

Тип пучка	Количество рабочих проволок в пучке	Количество коротышей в пучке	Общее количество проволок в пучке	Стержни				Гильзы				
				d_1	d_2	d_3	l_1	d'_1	d'_2	d'_3	d_4	l'_1
П1	19—24	8—3	27	39	37	М36×2	166	70	50	М36×2	58	132
П2	15—18	6—3	21	29,5	27,5	М33×1,5	152	59	40	М33×1,5	50	122
П3	8—14	9—3	17	22,7	20,7	М27×1,5	137	52	33	М27×1,5	42	117

Примечания: 1. Величина диаметра d_1 хвостовой части стержня с желобками должна выбираться так, чтобы рабочие проволоки и коротыши размещались вокруг стержня вплотную друг к другу.

2. Длина части стержня l_2 принимается в зависимости от типа домкрата, которым натягивают пучки: для домкрата ДС-63/315 $l_{2мин} = 240 + 0{,}004l$; для ДС-31,5/200 $l_{2мин} = 200 + 0{,}004l$; для ДС-50/150 $l_{2мин} = 2{,}5d_3 + 0{,}004l$ (l — длина канала в железобетонном элементе).

3. При натяжении пучка двумя домкратами длина винтовой резьбы на анкере увеличивается на $0{,}004l$.

Анкеры стаканного типа для мощных пучков применяют в основном в мостостроении.

Для закрепления стержневой арматуры, натягиваемой на бетон, применяют анкеры в виде элементов с резьбой и гайкой, привариваемых к концам стержней (рис. 8.18). Размеры элементов анкеров в зависимости от диаметра натягиваемого стержня приведены в табл. 8.13.

В конструкциях с арматурой криволинейного очертания анкерные устройства целесообразно размещать на торцах элемента без увеличения толщины нижнего защитного слоя бетона. В этом случае пучки или стержни арматуры должны располагаться по высоте поперечного сечения элемента с учетом требуемых расстояний между анкерными и натяжными устройствами на торцах элемента.

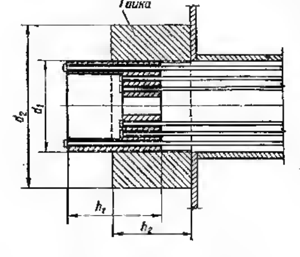


Рис. 8.17. Анкеры многорядных пучков из проволоки с высаженными головками.

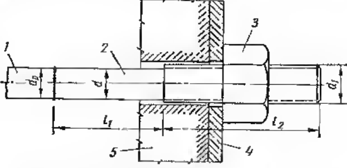


Рис. 8.18. Анкер для стержневой арматуры:
1 — арматурный стержень; 2 — концевой элемент с резьбой; 3 — гайка; 4 — распределительный лист; 5 — конструкции.

При применении напрягаемой арматуры с анкерами необходимо обеспечить надежную передачу сосредоточенных усилий натяжения на бетон в месте расположения анкера.

Участки предварительно напряженных элементов под анкерами напрягаемой арматуры, а также в местах опирания натяжных устройств рекомендуется усиливать закладными деталями или дополнительной поперечной арматурой, а также путем увеличения размеров сечения элемента на этих участках (рис. 8.19).

Расстояние от оси колодок или гаек анкеров до грани конструкции должно быть не менее диаметра колодки или гайки. Толщина

Таблица 8.18. **Размеры элементов анкеров для стержневой арматуры при натяжении домкратами,** *мм*

Расчетный диаметр арматурного стержня	d	d_1	l_2		
			ДС-63/315	ДС-31,5/200	ДС-16/125
16	16,5	M18×1	—	—	125+0,002l
18	18,5	M20×1	—	—	
20	20,5	M22×1	—	—	
22	22,5	M24×1,5	—	175+0,002l	
25	25	M27×1,5	—		—
28	28	M30×1,5	—		—
28	31	M33×1,5	215+0,002l		—
32	33	M36×2		—	—
36	36	M39×2		—	—
36	39	M42×2		—	—
40	42	M45×2		—	—

Примечания: 1. Буквой l обозначена длина канала железобетонного элемента, *мм*.

2. Длина участка l_1 для стержня любого диаметра принимается 150 *мм*.

3. При натяжении стержня двумя домкратами длина винтовой резьбы на анкере увеличивается на 0,002l.

распределительных листов под анкерными колодками принимается 12—16 *мм*, под гайками — не менее 20.

Размеры концевых участков элемента и размещение на этих участках арматуры принимается с учетом установки анкерных и натяжных устройств на торцах элемента.

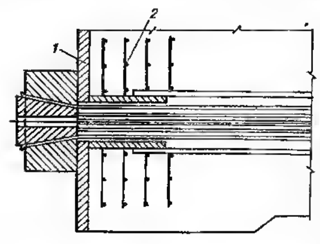


Рис. 8.19. Усиление торца предварительно напряженного элемента под анкерами на опорах:

1 — распределительный лист; *2* — косвенная арматура в виде сеток.

При обрыве напрягаемой арматуры в пределах длины элемента ее анкеры рекомендуется располагать в зоне сечения, сжатой от действия внешней нагрузки.

В случае расположения анкеров в зоне, работающей от внешней нагрузки на растяжение, должна быть предусмотрена арматура, воспринимающая местные усилия в сечениях, примыкающих к месту обрыва напрягаемой арматуры.

При размещении анкеров следует учитывать их перемещение при удлинении арматуры в процессе ее натяжения на упоры и на бетон. После натяжения арматуры анкер должен занимать проектное положение.

Анкерные устройства, располагаемые на поверхности бетона, должны быть защищены слоем дополнительно укладываемого бетона или раствора требуемой толщины или антикоррозийным покрытием.

СТЫКИ АРМАТУРЫ

Арматура может стыковаться при помощи электросварки либо внахлестку без сварки.

Сварные стыки применяют при стыковании отдельных стержней и стержней сварных каркасов.

Внахлестку без сварки выполняют стыки вязаных каркасов, а также сварных сеток и каркасов с односторонним расположением рабочих стержней.

Арматура из высокопрочной проволоки в предварительно напряженных элементах должна быть без стыков. Сварные соединения в этом случае могут быть допущены только при специальных способах сварки и особых технологических мероприятиях; при этом как при проектировании конструкций, так и при натяжении проволоки должна учитываться возможность снижения прочности соединении.

При применении непрерывного армирования допускается соединение конца проволоки одной бухты с концом другой при помощи узла или соединительных плашек.

Сварные стыки

Основные типы сварных соединений арматурных стержней и условия их применения приведены в табл. 8.14 (по данным технологических рекомендаций ЦНИИСК имени В. А. Кучеренко Госстроя СССР).

Наиболее экономичной является контактная электросварка стержней в стык, выполняемая на специальных сварочных машинах.

Дуговую сварку применяют на стройплощадке или на заводе при отсутствии оборудования для контактной сварки для стыкования стержней из горячекатаных сталей диаметром более 8 *мм* и для соединения таких стержней с сортовым прокатом (закладные детали), а также для соединения стержней в стыках сборных железобетонных конструкций.

Применяются следующие способы дуговой сварки для стыкования стержней: ванная и, ванно-шовная электрошлаковая.

Для соединения стержней классов А-I, А-II и А-III диаметром 20 *мм* и более при однорядном расположении их или диаметром 12 *мм* и более при многорядном рекомендуется применять электрошлаковую или дуговую ванную сварку в инвентарных формах.

Инвентарные формы могут быть медными, чугунно- или алюминиево-медными, графитовыми либо из другого жаростойкого теплоэлектропроводного, химически инертного к расплавленному металлу и газам материала. Обычно применяют медные.

Электрошлаковая сварка в медной форме является наиболее эффективным видом сварки стержней большого диаметра и по сравнению с ванной не требует высококачественных электродов при меньшей затрате времени.

При сварке стержней большого диаметра (более 20 *мм*) применяется следующая ванная сварка:

полуавтоматическая под флюсом в инвентарных формах;

многоэлектродная в инвентарных формах с углублением для образования усиления шва;

одноэлектродная в инвентарных формах с гладкой внутренней поверхностью;

многоэлектродная на стальных подкладках с непрерывным вытеканием шлака;

одноэлектродная на стальных подкладках;

ванношовная на стальных накладках.

Для соединения стержней рекомендуется многоэлектродная ванная сварка на инвентарных медных формах как наиболее эффективная.

В том случае, когда применение инвентарых медных форм затруднено или нецелесообразно (при небольшом объеме работ и т. п.), производится ванная сварка на остающихся стальных скобах-подкладках или скобах-накладках.

Для стержней диаметром 36 *мм* и более рекомендуется многоэлектродная сварка на скобах-подкладках с канавками для вытекания шлака или более простая, но менее эффективная ванношовная с гладкими накладками (если изготовление подкладок с канавками затруднено).

Скобой-подкладкой называют дополнительную деталь стыка, служащую формой для образования сварного шва, площадь сечения которой

Таблица 8.14. **Типы сварных стыков арматуры, рассчитанных на эксплуатацию под действием статической нагрузки**

№ п.п	Сварка	Конструкция стыка	Класс стали	Диаметр арматуры, *мм*		Предельное соотношение	Примечания
				мини-мальный	макси-мальный		
1	Контактная стыковая а) без зачистки стыка б) с продольной механической зачисткой стыка ГОСТ 14098—68		А-I А-II А-III А-IV А-V	10 10 10 10 10	40 80 40 32 32	$d_1/d_2 = 1$	Применяется в заводских условиях для сварки стержней в горизонтальном положении, на монтаже при наличии передвижных контактных машин с контурными трансформаторами. Может применятся для соединения встык проволоки классов В-I и В-II, а также стержней из стали классов А-I—А-IV диаметром менее 10 *мм*, при наличии специального оборудования автоматического действия
2	Контактная стыковая ГОСТ 14098—68		А-I А-II А-III А-IV А-V	10 10 10 10 10	40 80 40 32 32	$d_1/d_2 \geq 0{,}85$ (0,3)	Применяется в заводских условиях для сварки стержней в горизонтальном положении. В скобках дано соотношение диаметров для случая, когда применяется модернизированное оборудование и специальная технология сварки. Наибольший диаметр стержня в этом случае не должен превышать 40 *мм*

3	Ванная в инвентарных формах: полуавтоматическая под флюсом, одноэлектродная, многоэлектродная ГОСТ 14098—68		А-I А-II А-III	20 20 20	40 80 40	$d_1/d_2=0,5$	Применяется для сварки горизонтально-расположенных стержней. Одноэлектродная выполняется в инвентарных формах с гладкой внутренней поверхностью, многоэлектродная — с углублением для образования усиления шва. Многоэлектродной выполняются соединения одиночных, двух- и трехрядных стержней
4	Ванная многоэлектродная с клиновым зазором, выполняемая на остающихся стальных скобах-подкладках с канавками для вытекания шлака		А-I А-II А-III	20 20 20	40 40 40	$d_1/d_2=1$ $\delta/d_1=0,2$	Допускается на монтаже при сварке коротких выпусков горизонтально расположенных стержней, когда невозможно установить инвентарные формы, и при небольшом объеме работ (до 500 однотипных стыков в сооружении). Концы стержней обрабатываются так, чтобы между ними образовался клинообразный зазор
5	Ванная одноэлектродная выполняемая на остающихся стальных скобах-подкладках		А-I А-II А-III	20 20 20	32 32 32	$d_1/d_2=1$ $\delta/d_1=0,2$	Допускается на монтаже при сварке горизонтально расположенных стержней и небольшом объеме работ
6	Ванношовная, выполняемая на остающихся стальных скобах-накладках		А-I А-II А-III	20 20 20	40 80 40	$d_1/d_2=1$	То же

Продолжение табл. 8.14

№ п.п.	Сварка	Конструкция стыка	Класс стали	Диаметр арматуры, *мм* минимальный	Диаметр арматуры, *мм* максимальный	Предельное соотношение	Примечания
7	Ванная полуавтоматическая или ручная ванная одноэлектродная в инвентарных формах		A-I A-II A-III	20 20 20	40 40 40	$d_1/d_2=0{,}5$	Применяется на монтаже или полигоне для сварки вертикально расположенных стержней
8	Ручная дуговая многослойными швами, выполняемая на остающихся скобах-подкладках		A-I A-II A-III	20 20 20	32 32 32	$d_1/d_2=1$	Допускается на монтаже для сварки вертикальных стержней при небольшом объеме работ. Необходима обработка концов стыкуемых стержней, при этом зазор между их торцами принимается равным 5—6 *мм*

9	Ручная дуговая двумя фланговыми швами с применением круглых накладок	10d для A-IV 6d для A-I 8d для A-II и A-III ≤0,5d≥10мм	A-I A-II A-III A-IV	8 10 8 10	40 80 40 32	$d_1/d_2=1$	Применение в заводских условиях допускается в виде исключения и при специальном обосновании. Применяется на монтаже для сварки стержней в горизонтальном и в вертикальном положении. Допускается применять на монтаже для сварки стержней диаметром более 20 *мм* в случаях, когда невозможно или нецелесообразно применить электрошлаковую или дуговую сварку в инвентарных формах
10	Ручная дуговая четырьмя фланговыми швами с применением круглых накладок	5d для A-IV 3d для A-I 4d для A-II и A-III ≤0,5d≥10мм	A-I A-II A-III A-IV	8 10 8 10	40 80 40 32	$d_1/d_2=1$	То же
11	Ручная дуговая внахлестку одним фланговым швом	≥8d для A-I ≥10d для A-II и A-III a—a 1	A-I A-II A-III	8 10 8	40 25 25	$d_1/d_2 \geqslant 0,5$	Применяется на монтаже для сварки горизонтально расположенных стержней. Концы соединяемых стержней перед сваркой должны быть отогнуты для обеспечения их соосности. Плоскость *1—1* должна быть параллельна грани бетона

Продолжение табл. 8.14.

№ п.п	Сварка	Конструкция стыка	Класс стали	Диаметр арматуры, мм: минимальный	Диаметр арматуры, мм: максимальный	Предельное соотношение	Примечания
12	Ручная дуговая внахлестку двумя фланговыми швами		А-I А-II (марки 10ГТ)	8 10	40 25	$d_1/d_2 \geqslant 0,5$	Применяется в заводских условиях. Концы стержней перед сваркой должны быть отогнуты для обеспечения соосности
13	Контактная точечная стержней с плоскими элементами сортового проката внахлестку		А-I А-II А-III	6 10 6	16 16 16	$d_1/d_2 \leqslant 0,5$ $\delta/d_1 = 1 \div 0,4$	Выполняется в заводских условиях для соединения элементов в горизонтальном положении. Сварка рельефная или фигурным электродом
14	Ручная дуговая с плоскими элементами сортового проката внахлестку		А-I А-II А-III А-IV (кроме 80С)	8 10 8 10	40 40 25 20	$d_1/d_2 > 0,5$	Применяется в заводских условиях и на монтаже, за исключением сварки стержней из стали класса А-IV, которую допускается выполнять только на заводе. Это соединение отличается высокой трудоемкостью. Допускается только при невозможности применить контактную сварку

15	Ручная дуговая покрытыми электродами или полуавтоматическая точками стержней с плоскими элементами сортового проката		А-I А-II (кроме 35ГС)	8 10	16 16	$d_1/d_2 > 0,6$	Применяется в заводских условиях и на монтаже при горизонтальном положении стержней. При сварке дуговыми точками трудно обеспечить высокое качество сварного соединения, поэтому такое соединение можно выполнять при наличии сварщиков высокой квалификации
16	Автоматическая дуговая под флюсом (без присадочного металла) в тавр		А-I А-II А-III	6 10 8	40 40 40	при d = 10—16 и δ = 5—8 *мм* $\delta/d \geqslant 0,6$ при d = 18—25 и δ = 14—18 *мм* $\delta/d \geqslant 0,75$	Применяется в заводских условиях. Расположение стержня при сварке — вертикальное. $K \geqslant 3d$ (по технологическим условиям сварки под флюсом). Размеры l и z определяются конструкцией и размерами оборудования для сварки. Для соединения в тавр арматурных стержней $d \geqslant 25$ *мм* классов А-I — А-III с плоскими элементами толщиной $\delta \geqslant 0,65d$ рекомендуется та же конструкция, выполняемая автоматической контактно-шлаковой сваркой

Продолжение табл. 8.14

№ п.п	Сварка	Конструкция стыка	Класс стали	Диаметр арматуры, мм		Предельное соотношение	Примечания
				мини-мальный	макси-мальный		
17	Автоматическая или полуавтоматическая электрошлаковая или ручная дуговая ванная многоэлектродная в тавр, сваренная в инвентарной форме покрытыми электродами		A-I A-II A-III	20 20 20	28 28 28	$\delta/d \geqslant 0{,}75$	Применяется в заводских условиях при отсутствии оборудования для сварки под флюсом. Расположение стержней при сварке — горизонтальное
18	Ручная дуговая многослойная в тавр		A-IV	10	32	$\delta/d \geqslant 0{,}75$	Применяется в заводских условиях при необходимости сохранить гладкой внутреннюю или наружную плоскости шайбы, а также применяется при отсутствии оборудования или других необходимых условий для выполнения более рациональных способов сварки таких соединений стержней классов A-I, A-II, A-III. Расположение стержня при сварке может быть вертикальным и горизонтальным

19	Автоматическая электрошлаковая или ванная в тавр покрытыми электродами в инвентарной форме для соединения арматурных стержней с элементами сортового проката в одной плоскости		А-I А-II А-III	20 20 20	40 40 40	$\delta/d \geqslant 1$	Применяется в заводских условиях при изготовлении закладных деталей. Расположение стержней при сварке горизонтальное
20	Ручная дуговая фланговыми швами для соединения в тавр арматурных стержней с элементами сортового проката в одной плоскости		А-I А-II А-III	20 20 20	40 80 40	Без ограничений	Применяется в заводских условиях или на полигоне для изготовления закладных деталей. Трудоемка, малопроизводительна, требует предварительной обработки плоского элемента на станке — выполнения прорези (длина прорези показана на эскизе). Стержни из стали класса А-IV приваривают односторонними швами

П р и м е ч а н и е. Сварку стыков арматуры следует производить в соответствии с требованиями СН 393—69.

составляет меньше 50% площади сечения стыкуемых стержней. Скобой-накладкой называют дополнительную деталь, рассчитанную на восприятие всего осевого усилия или большей его части, площадь сечения которой составляет более 50% площади сечения стыкуемых стержней. Скобы-подкладки и скобы-накладки выполняются желобчатой формы из малоуглеродистой стали толщиной 0,2 d в пределах 6—12 *мм*.

Ванношовной сваркой (в отличие от ванной) называется такой способ стыкования стержней, при котором зазор между стержнями заваривается ванным способом, а скоба-накладка приваривается фланговыми швами к стыкуемым стержням.

Ванная или ванношовная сварка стыковых соединений стержней на остающихся скобах-подкладках или накладках не обеспечивает однородности показателей прочности сварных соединений. При применении этих способов сварки невозможен визуальный контроль и затруднен контроль просвечиванием, имеется опасность усиленной коррозии, расходуется излишняя сталь на скобы-подкладки, скобы-накладки, а также круглые накладки при последующем усилении бракуемых соединений. Производительность этих способов сварки значительно ниже производительности электрошлаковой или ванной сварки в инвентарных формах.

Дуговая сварка стержней внахлестку или с накладками выполняется в соответствии с пп. 10, 11, 12, 14, табл. 8.14, а также с соблюдением следующих требований:

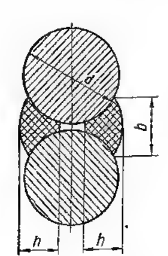


Рис. 8.20. Поперечное сечение фланговых швов при соединении арматурных стержней: b — ширина; h — высота.

высота сварного шва должна быть равна 0,25 d, но не менее 4 *мм*; ширина — равна 0,5 d, но не менее 10 *мм* (рис. 8.20).

Сварку арматурных стержней следует производить в соответствии с требованиями «Указаний по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций» (СН 393—69).

Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки)

Стыки ненапрягаемой рабочей арматуры диаметром до 32 *мм* в сварных и вязаных сетках и каркасах могут выполняться внахлестку (без сварки). При больших диаметрах стержней такие стыки не рекомендуются, а при диаметре стержней более 40 *мм* — не допускаются.

Рабочие стыки стержней внахлестку (без сварки) в растянутой зоне изгибаемых или внецентренно сжатых элементов не рекомендуется располагать в местах полного использования арматуры.

Устройство стыков внахлестку (без сварки) в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто (например в затяжках), а также во всех случаях применения арматуры из стали классов A-IV и A-IIIв, упрочненной вытяжкой, не допускается.

Стыки растянутой и сжатой рабочей арматуры вязаных сеток и каркасов, выполняемые внахлестку без сварки, должны иметь длину перепуска (нахлестки) $l_н$ не менее определяемой по табл. 8.15, но не менее 250 *мм* для растянутых стержней, 200 — для сжатых.

Стыки растянутых стержней вязаных сеток и каркасов должны во всех случаях располагаться вразбежку; площадь сечения стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины нахлестки, должна составлять при круглых (гладких) стержнях не более 25%, а при стержнях периодического профиля — не более 50% от общей площади растянутой арматуры в сечении элемента.

Арматурные стержни и другие элементы, подлежащие сварке, должны иметь чистую и сухую поверхность. Окалину, отпадающую при ударе молотком, а также ржавчину, краску, грат, шлак, бетон, цемент, асфальт и другие загрязнения перед сваркой необходимо удалять. Очистку загрязненной стали рекомендуется производить, как правило, химическим (травлением) или механическими способами.

Жировые покрытия, а также битум и тому подобные загрязнения следует удалять при помощи растворителей, обезжиривающих загрязненные поверхности.

Перед ванной сваркой стыковых соединений, а также перед заваркой зазора между торцами стержней надлежит очищать их торцы и боковые поверхности на длину 30—40 *мм* от торца, а перед дуговой сваркой протяженными валиковыми швами — боковые поверхности по всей длине швов.

Поверхности элементов, которые должны быть сварены с арматурными стержнями, следует очищать в местах сварки на участках, размеры которых должны быть более размеров швов или участков проплавления (в любом направлении) не менее чем на 10 *мм*.

Торцы стержней, подлежащих сварке в тавр под флюсом, после газовой резки следует подвергать механической очистке от окисных пленок.

Качество сварных соединений должно обеспечиваться путем контроля качества основных и сварочных материалов и оборудования, а также текущего и приемочного контроля качества сварных соединений.

Контроль качества материалов и оборудования должен осуществляться до начала выполнения сварных соединений, а текущий контроль — на всех этапах выполнения сварных соединений.

При стыковании с выпусками из фундаментов арматуры монолитных колонн, имеющих у растянутой грани всего три продольных стержня, допускается, как исключение, стыковать в одном сечении два стержня из трех, располагая при этом стык среднего стержня ближе к фундаменту.

Стыки не должны совпадать с местами изгиба стержней. Стыки сварных сеток в рабочем направлении следует выполнять по рис. 8.21. В каждой из стыкуемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки должно располагаться не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сетки. При применении для рабочей арматуры круглых стержней диаметры поперечных (анкерующих) стержней в пределах стыка должны быть не меньше указанных в табл. 8.16.

Такие же типы стыков могут быть применены и для стыкования внахлестку сварных каркасов с односторонним расположением рабочих стержней. Стыкование внахлестку сварных каркасов с двусторонним расположением рабочих стержней не допускается. При условии выполнения этих требований длину перепуска сварных сеток и каркасов следует принимать по табл. 8.16, но не менее 200 *мм* для растянутых и 150 для сжатых стержней.

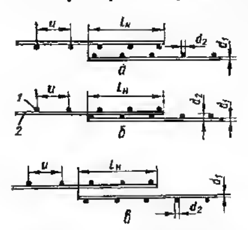


Рис. 8.21. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры, выполненной из круглых гладких стержней, при расположении поперечных стержней:

а — в одной плоскости; *б* и *в* — в разных плоскостях; *1* — распределительная арматура; *2* — рабочая арматура.

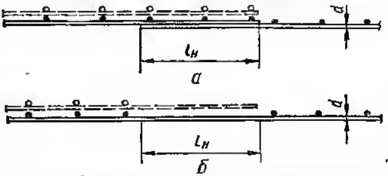


Рис. 8.22. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры, выполненной из стержней периодического профиля без поперечных стержней в пределах стыка:

а — в одной из стыкуемых сеток; *б* — в обеих стыкуемых сетках.

Стыки сварных сеток внахлестку с рабочей арматурой из горячекатаной стали периодического профиля классов А-II и А-III допускается выполнять с расположением рабочих стержней в одной плоскости; при этом одна из стыкуемых сеток (рис. 8.22, *а*) или обе сетки (рис. 8.22, *б*) в пределах стыков могут не иметь приваренных поперечных стержней. В этом случае длина перепуска сеток должна приниматься как при стыковании стержней вязаной арматуры.

Эти указания относятся и к стыкованию сварных каркасов.

Стыкование широких сварных сеток, укладываемых по одной на всю ширину элемента, допускается только на тех участках, где величина расчетного изгибающего момента составляет не более 50% от его наибольшего значения.

При наличии по ширине элемента нескольких сварных сеток или сварных каркасов стыки их следует располагать вразбежку, причем площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии, меньшем длины перепуска, должна составлять не более 50% от общей площади сечения растянутой арматуры. Стыкование сварных сеток без разбежки стыков допускается только на тех участках, где рабочая арматура используется не более чем на 50%.

Если диаметр рабочих стержней, стыкуемых внахлестку в растянутой зоне, превышает 10 *мм* и расстояния между стержнями составляют менее

Таблица 8.15. **Наименьшая длина перепуска $l_к$ в местах стыков внахлестку (без сварки)**

Тип рабочей арматуры	Марка бетона	Вязаная арматура, сварные каркасы и сетки при отсутствии на длине перепуска приваренных анкерующих стержней			Сварные каркасы и сетки при наличии на длине перепуска не менее 2-х приваренных анкерующих стержней		
		в растянутой зоне		в сжатой зоне	в растянутой зоне		в сжатой зоне
		изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых по 1-му случаю элементов	центрально и внецентренно растянутых по 2-му случаю элементов		изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых по 1-му случаю элементов	центрально и внецентренно растянутых по 2-му случаю элементов	
Горячекатаная сталь классов A-I и A-II	150	35d	40d	25d	30d	35d	20d
	200 и выше	30d	35d	20d	25d	30d	15d
Горячекатаная сталь классов A-III и A-IIв, упрочненная вытяжкой, обыкновенная арматурная проволока в сварных каркасах и сетках	150	45d	50d	35d	40d	45d	30d
	200 и выше	40d	45d	30d	35d	40d	25d

Примечания: 1. Для сжатых стержней без крюков из горячекатаной стали класса A-I в вязаных каркасах и сетках наименьшая длина перепуска принимается $30d$.

2. В конструкциях из легких бетонов марки 150 длина перепуска стержней в местах стыков внахлестку увеличивается на $10d$ по сравнению с рекомендациями данной таблицы.

3. d — номинальный диаметр большего из стыкуемых стержней.

Таблица 8.16. **Наименьшие диаметры поперечных стержней сварных сеток и сварных каркасов с продольной арматурой из круглых (гладких) стержней в местах рабочих стыков внахлестку (без сварки),** *мм*

Тип стыка внахлестку (без сварки)	Наименьшие диаметры поперечных стержней сварных сеток и каркасов при диаметре продольных стержней														
	3—4	5—7	8—9	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
По рис. 8.21, *а*	3	4	4	5	5	6	8	8	10	10	12	14	18	20	22
По рис. 8.21, *б* и *в*	3	4	4	5	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25

величины $\frac{d}{30} \cdot \frac{R_a}{R_p}$ (где d — наименьший диаметр стыкуемых стержней, *см*), то в местах стыков следует ставить дополнительную поперечную арматуру в виде хомутов или подвесок из согнутых корытообразно сварных сеток, заведенных в сжатую зону; при этом площадь сечения дополнительной поперечной арматуры, поставленной в пределах стыка, должна составлять не менее $0{,}4\, F_a \frac{R_a}{R_{a.x}}$, где F_a — площадь сечения всех стыкуемых продольных стержней.

При стыковании внахлестку сварных каркасов в балках на длине стыка должна ставиться дополнительная поперечная арматура в виде хомутов или согнутых корытообразно сварных сеток; при этом шаг дополнительных поперечных стержней в пределах стыка должен быть не более 5 d, где d — наименьший диаметр продольных рабочих стержней.

При стыковании внахлестку сварных каркасов центрально или внецентренно сжатых колонн в пределах стыка должны ставиться дополнительные хомуты на расстояниях не более 10 d.

Рис. 8.23. Стыки сварных сеток в направлении распределительной арматуры:
а, б — внахлестку с расположением рабочих стержней соответственно в одной плоскости и в разных плоскостях; *в* — впритык с наложением дополнительной стыковой сетки.

Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняются внахлестку с перепуском, считая между крайними рабочими стержнями сетки (рис. 8.23, *а* и *б*), при диаметре распределительной арматуры до 4 *мм* — на 50 *мм*, более 4 *мм* — на 100 *мм*.

При диаметре рабочей арматуры 16 *мм* и более сварные сетки в нерабочем направлении рекомендуется укладывать впритык друг к другу, перекрывая стык специальными стыковыми сетками, укладываемыми с перепуском в каждую сторону не менее 15 диаметров распределительной арматуры и не менее 100 *мм*.

Сварные сетки в нерабочем направлении могут укладываться впритык без нахлестки и без дополнительных стыковых сеток в следующих случаях:

при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;

при наличии в местах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

При дуговой сварке пересекающихся стержней стыкование сеток и каркасов из круглой стали класса А-II производится так же как и для вязаных сеток и каркасов.

ЛИТЕРАТУРА

Анкеровка арматуры в бетоне. М., Стройиздат, 1969.

Арматура и закладные детали сварные для железобетонных конструкций. М., «Издательство стандартов», 1969.

Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.
Руководство по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.
Указания по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций (СН 393—69). М., Стройиздат, 1970.
Технологические рекомендации по сварке арматуры железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1966.

Глава 9

ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчетные схемы отдельных несущих элементов должны приниматься в полном соответствии с их конструктивным назначением, заключающемся в обеспечении прочности, общей устойчивости и пространственной неизменяемости здания.

Необходимая прочность, жесткость и устойчивость отдельных элементов здания и их соединений на всех стадиях эксплуатации и возведения определяются расчетом.

В расчете прочности и устойчивости элементов зданий в процессе их возведения значения коэффициентов перегрузки для всех учитываемых нагрузок, кроме веса конструкций, снижаются на 20%.

В сборных конструкциях особое внимание должно быть обращено на прочность, жесткость и долговечность соединений. Конструкции узлов, соединений элементов и стальных закладных деталей должны обеспечивать передачу усилий на элемент с помощью рассчитываемых и надежно заделываемых анкеров. При этом должна быть обеспечена прочность самого элемента в зоне передачи на него усилий от стыка.

Жесткость стыков сборных элементов, выполняемых для создания неразрезности конструкций (путем сварки арматуры и закладных деталей с последующим обетонированием), оценивается по жесткости элемента в сечении рядом со стыком.

При этом надежная связь бетона, укладываемого при замоноличивании, с бетоном сборных конструкций должна осуществляться с помощью арматуры, выпускаемой из сборных элементов, устройствам бетонных шпонок или насечек на поверхностях соединяемых элементов, либо с помощью других проверенных мероприятий.

Соединения элементов, выполненных на сварке до их замоноличивания, обычно принимаются в расчете шарнирными; жесткость таких соединений до замоноличивания может учитываться только в том случае, если она подтверждена расчетом.

Соединения любого вида, назначаемые по конструктивным соображениям, не должны изменять характер работы отдельных элементов или здания в целом. В противном случае такие соединения должны учитываться в расчете.

Расчет статически неопределимых железобетонных конструкций рекомендуется производить с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций и появления трещин *.

Перераспределение усилий следует использовать для получения экономического и производственного эффектов: уменьшения расхода стали, стандартизации арматурных каркасов и сеток, облегчения армирования монтажных стыков сборных конструкций и т. п.

---

* Метод расчета предложен докт. техн. наук проф. А. А. Гвоздевым.

Расчет несущей способности конструкций с учетом перераспределения усилий может быть выполнен методом предельного равновесия *, если соблюдены две его предпосылки:

деформации конструкции до исчерпания ее несущей способности должны быть достаточно малы для того, чтобы можно было пренебречь изменениями геометрических величин, входящих в условия равновесия;

усилия в элементах конструкции должны быть ограничены предельными условиями, с достижением которых деформации этих элементов могут достаточно интенсивно возрастать.

Требование первой предпосылки обусловлено тем, что метод предельного равновесия использует уравнения равновесия недеформируемой системы.

Для выполнения требований второй предпосылки, т. е. для возможности образования пластических шарниров и развития достаточных местных деформаций при достижении конструкцией предельного равновесия, необходимо соблюдение нижеперечисленных правил:

проектировать конструкции так, чтобы причиной разрушения не могли быть срез сжатой зоны или раздавливание бетона от главных сжимающих напряжений; при этом учитывая, что в процессе перераспределения усилий может происходить как уменьшение, так и увеличение поперечных сил, следует назначать поперечную арматуру с некоторым избытком (30—40%) против величин, определяемых расчетом;

применять для армирования конструкций стали, допускающие достаточно большие деформации в пластических шарнирах. Этому условию удовлетворяют все «мягкие» стали, сварные сетки из холоднотянутой проволоки, а также гладкая высокопрочная проволока; не рекомендуется для статически неопределимых конструкций, рассчитываемых с учетом перераспределения усилий, холодносплющенная арматура и проволока периодического профиля, не подвергнутая низкотемпературному отпуску;

элементы, работающие на поперечный изгиб (балки, настилы), а также стойки, рассчитываемые по первому случаю внецентренного сжатия, следует армировать таким образом, чтобы было удовлетворено условие $\frac{S_б}{S_0} \leqslant \zeta$. Значение коэффициента ζ для бетонов марок 300 и ниже, 400 и 500, 600 принимают равным соответственно 0,6, 0,5 и 0,45;

принимать для стержневых систем в основных сечениях величины усилий, по которым ведется расчет арматуры, не слишком резко отличающиеся (не более чем на 30%) от усилий, отвечающих расчету упругой системы. Это требование обусловлено ограничением ширины раскрытия трещин в первых пластических шарнирах.

Усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях, для которых еще не разработана методика расчета с учетом неупругих деформаций, могут определяться в предположении упругой работы.

При определении усилий, возникающих от изменения температуры и влажности элемента, а также усилий, действующих в элементах статически неопределимых конструкций, для которых величина нагрузки и характер ее распределения зависят от жесткости (например, распределение реактивного давления грунта на фундаменты), должны учитываться их деформации (перемещения).

Температурно-влажностные воздействия на железобетонные конструкции учитывают при установлении расстояния между температурно-усадочными швами, а также в особых случаях расчета конструкций, подверженных значительным изменениям температуры или влажности, например:

---

* Приводимые в разделе I рекомендации по расчету плит и стержневых систем с учетом неупругих деформаций составлены в соответствии с «Инструкцией по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий». Изд. 2-е М., Госстройиздат, 1961.

при резко неравномерном распределении температуры или влажности по сечениям элементов;

при периодическом воздействии на конструкции производственно-технологических тепловыделений;

при устойчиво низкой влажности окружающей среды.

Необходимые для расчета данные о температуре и влажности воздуха для различных городов СССР приведены в разделе IV.

При определении усилий в элементах статически неопределимых конструкций для расчета их как по несущей способности, так и по деформациям рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций.

При расчете сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при транспортировании и монтаже, собственный вес элемента вводится в расчет с коэффициентом динамичности 1,5; при этом коэффициент перегрузки к собственному весу элемента не вводится. Для некоторых сборных конструкций коэффициент динамичности может приниматься меньше 1,5, если это подтверждено многолетним опытом их применения, но во всяком случае не менее 1,25.

Размеры и форма поперечных сечений железобетонных элементов должны назначаться с учетом экономических и конструктивных требований, а также технологии изготовления конструкций.

Рекомендуется применение крупноразмерных сборных железобетонных элементов с тонкостенными и пустотелыми поперечными сечениями, в которых могут быть эффективно использованы бетоны высоких марок и высокопрочная арматура с предварительным напряжением.

Для индустриализации арматурных работ железобетонные элементы следует армировать сварными сетками и каркасами.

Вязаными сетками и каркасами можно армировать в тех случаях, когда применение сварной арматуры нецелесообразно, например в монолитных конструкциях сложной конфигурации, в конструкциях, подвергающихся действию значительных многократно повторяющихся нагрузок, в которых при армировании сварными каркасами и сетками снижаются расчетные сопротивления арматуры.

Напрягаемую арматуру применяют в виде отдельных проволок, прядей и пучков из отдельных проволок и стержней из горячекатаной стали.

Расчет и конструирование несущих элементов зданий для сейсмических районов должны производиться с учетом следующих положений и требований.

Несущие элементы зданий с учетом сейсмического воздействия рассчитывают по первому предельному состоянию (по несущей способности). Сейсмические воздействия учитывают по указаниям главы 22.

В каркасных зданиях конструкцией, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, может служить: каркас, каркас с заполнением, каркас с вертикальными связями или диафрагмами жесткости.

В несущих элементах каркаса следует применять арматуру из сталей, обладающих более высокими пластическими свойствами.

Узлы железобетонных каркасов следует усилять путем установки арматурных сеток или замкнутой поперечной арматурой.

Диафрагмы и связи, воспринимающие горизонтальную нагрузку, следует устанавливать на всю высоту здания, располагая их симметрично и равномерно.

Для ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий рекомендуется применять легкие навесные панели.

Для кладки заполнения каркаса следует применять раствор марки не ниже 25. Заполнение должно быть связано со стойками каркаса арматурными выпусками длиной не менее 70 *см*, располагаемыми по высоте через 50 *см*, при этом должно быть обеспечено плотное примыкание заполнения к верхнему ригелю.

При расчетной сейсмичности 9 баллов следует укладывать стержни ар-

матуры диаметром 6 *мм* по всей длине заполнения и связывать его с выпусками арматуры из колонн и верхних и нижних ригелей.

Кладка самонесущих стен в каркасных зданиях должна быть не ниже второй категории и иметь гибкие связи с каркасом. Высота самонесущих стен в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов не должна превышать соответственно 18, 16 и 9 *м*.

Крупнопанельные здания следует проектировать с продольными и поперечными стенами, воспринимающими сейсмические нагрузки. Их конструктивное решение должно обеспечивать совместную пространственную работу всех стен и перекрытий. С этой целью следует:

панели стен и перекрытий проектировать по возможности более крупными, применять панели перекрытий размером на комнату;

предусматривать соединение панелей стен и перекрытий путем устройства уширенных армированных швов, замоноличенных бетоном с пониженной усадкой и другими способами;

предусматривать одинаковую по возможности жесткость стен, воспринимающих сейсмическую нагрузку;

здания проектировать с наружными стенами, воспринимающими горизонтальную нагрузку.

Расстояние между поперечными стенами должно быть не более 6,5 *м*.

Стеновые панели должны быть армированы двойной арматурой. При расчетной сейсмичности 7 баллов в зданиях высотой не более 5 этажей допускается применение стеновых панелей с одинарной арматурой при соблюдении требований «Указаний по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» СН 328—65. Бетон внутренних и наружных панелей должен быть близким по деформативности. Перемычки панелей необходимо проектировать как элементы, воспринимающие усилия сдвига и изгиба. Панели сборных перекрытий по граням замоноличивания должны иметь рифленую поверхность.

Соединение панелей рекомендуется выполнять путем выпусков их рабочей арматуры или специально заделанных анкерных стержней с последующим нанесением слоя антикоррозионной защиты и замоноличиванием всех стыков бетоном. Необходимое сечение металлических связей в швах между панелями определяют расчетом, но оно не должно быть меньше 1 *см*^{2} на 1 *м* шва.

При проектировании покрытий зданий следует предусматривать максимальное снижение их веса.

Перекрытия и покрытия зданий должны быть жесткими в горизонтальной плоскости и связаны с вертикальными несущими конструкциями.

Сборные железобетонные перекрытия и покрытия необходимо замоноличивать одним из следующих способов:

устройством железобетонных антисейсмических поясов с заанкериванием в них панелей перекрытий и заливкой швов между панелями цементным раствором;

устройством монолитных обвязок с заанкериванием панелей перекрытия в обвязке и применением связей между панелями, воспринимающими сдвигающие усилия;

без устройства антисейсмических поясов с применением между панелями, а также между панелями и элементами каркаса связей, воспринимающих возникающие в швах усилия растяжения и сдвига. Связи могут осуществляться путем устройства армированных шпонок, выпусков петель, установки закладных частей, анкеров и т. п.

Боковые грани панелей перекрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность. Для заанкеривания в антисейсмическом поясе в панелях следует предусматривать выпуски арматуры.

Глубина опирания плит перекрытий на несущие стены каменных зданий должна быть менее 12 *см* при обязательной связи с антисейсмическим поясом.

Перемычки необходимо устраивать, как правило, на всю толщину стены и заделывать в кладку на глубину не менее 35 *см*. При ширине проема до 1,5 *м* заделка перемычек допускается на 25 *см*.

В качестве перемычек рекомендуется использовать монолитные железобетонные пояса.

Балконы должны являться элементом конструкции перекрытия или надежно соединяться с ним. Вынос балконов в зданиях с каменными стенами при расчетной сейсмичности 7 баллов не должен превышать 1,5 *м*, а при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов — 1,25 *м*.

При применении в зданиях предварительно напряженных железобетонных конструкций предельное усилие, отвечающее расчетным характеристикам материалов, должно быть больше усилия, вызывающего образование трещин, не менее чем на 25%.

В предварительно напряженных конструкциях не допускается применять арматуру, для которой браковочный минимум величины относительного удлинения при разрыве менее 4%.

Круглую гладкую высокопрочную проволоку без свивки в канаты (тросы) разрешается применять только при устройстве специальных анкеров на концах.

При расчетной сейсмичности 9 баллов не допускается применять без специальных анкеров на концах проволочные пряди, двухпрядевые канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 25 *мм*.

Применение указанных видов арматуры без анкеров допускается лишь при специальном обосновании.

Не допускается применение напряженных конструкций, в которых арматура не имеет сцепления с бетоном.

ПЛИТЫ

Общие указания

Толщину монолитных плит рекомендуется принимать не менее, *мм*: для покрытий — 50; для междуэтажных перекрытий гражданских и производственных зданий соответственно 60 и 70; под проездами — 80.

Минимальная толщина сборных плит назначается с учетом требований расположения арматуры по толщине плиты и обеспечения надлежащих защитных слоев бетона. Толщина плит сборных настилов обычно принимается не менее 25—30 *мм*.

Минимальная толщина плит в зависимости от величины пролета ориентировочно может быть установлена по табл. 9.1.

Таблица 9.1. **Ориентировочные соотношения для наименьших толщин железобетонных плит**

Плита	Бетон	
	обычный	легкий
Балочная:		
при свободном опирании	$1/35l_1$	$1/30l_1$
при упругой заделке	$1/45l_1$	$1/35l_1$
Опертая по контуру:		
при свободном опирании	$1{,}45l_1$	$1/38l_1$
при упругой заделке по контуру	$1/50l_1$	$1/42l_1$
Кессонная часторебристых перекрытий:		
при свободном опирании	$1/30l_1$	$1/25l_1$
при упругой заделке по контуру	$1/35l_1$	$1/30l_1$
Плиты безбалочных перекрытий:		
с надкапительными плитами	$1/35l_2$	$1/30l_2$
без надкапительных плит	$1/32l_2$	$1/27l_2$

Примечание. l_1 — меньший пролет; l_2 — больший пролет.

При пользовании табл. 9.1 толщина неразрезных или однопролетных плит, монолитно связанных с железобетонными балками, принимается, как при упругой заделке, а толщина плит, опертых на стены,— как при свободном опирании.

Рекомендуется следующая градация толщин плит:

Для толщины 30—80 *мм*	. . . . . .	Через 10 *мм*
То же, 80—200 »	. . . . . .	» 20 »

Статический расчет плит

В пролетах плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками (рис. 9.1) и рассчитываемых без учета распора, возникающего в предельном состоянии (за исключением плит безбалочных перекрытий), величины изгибающих моментов следует уменьшать против определенных по такому расчету:

а) в сечениях промежуточных пролетов и опор — на 20%;

б) в сечениях крайних пролетов и у вторых от края перекрытия опор:

при $\frac{l_к}{l} \leqslant 1{,}5$ — на 20 %;

при $1{,}5 \leqslant \frac{l_к}{l} \leqslant 2$ — на 10 %,

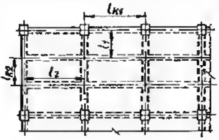


Рис. 9.1. Обозначения расчетных пролетов плит монолитных ребристых перекрытий.

где l — расчетный пролет плиты в направлении, перпендикулярном краю перекрытия;

$l_к$ — расчетный пролет плиты в направлении, параллельном краю перекрытия.

Расчет балочных плит методом предельного равновесия. К балочным плитам относятся прямоугольные равномерно нагруженные плоские плиты с отношением сторон

$$\frac{l_2}{l_1} > 3.$$

Балочные плиты рассматриваются при расчете как полосы шириной в 1 *м*, вырезанные из плиты параллельно ее коротким сторонам.

Расчет несущей способности балочных плит железобетонных перекрытий рекомендуется производить, принимая соотношения между пролетным и опорным моментами из условия, что полусумма опорных моментов плюс момент в середине пролета составляет

$$M = \frac{ql^2}{8}. \quad (9.1)$$

Опорный момент на крайней свободной опоре принимается равным нулю. В остальных расчетных сечениях величина изгибающего момента принимается не меньшей чем

$$M = \frac{ql^2}{24}. \quad (9.2)$$

В формулах (9.1) и (9.2) приняты следующие обозначения:

$q = g + p$ — полная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

g — постоянная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

p — временная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

l — расчетный пролет плиты.

Для пролетов плит, поддерживаемых с обеих сторон монолитно с ними связанными ребрами или балками, расчетный пролет l принимается равным пролету в свету.

При свободном опирании одного конца плиты на фиксированные опоры расчетный пролет принимается равным расстоянию от свободной опоры до боковой поверхности противолежащего ребра или балки.

В случае плоского свободного опирания расчетный пролет увеличивается против пролета в свету на половину толщины плиты.

Расчет балочных плит с неравными пролетами рекомендуется производить следующим образом.

Начинать расчет с большего пролета плиты, для которого величину пролетного момента следует принимать в пределах:

а) для крайнего

$$\frac{ql^2}{11} \geqslant M \geqslant \frac{ql^2}{14}; \tag{9.3}$$

б) для среднего

$$\frac{ql^2}{16} \geqslant M \geqslant \frac{ql^2}{24}. \tag{9.4}$$

В соответствии с принятой величиной расчетного пролетного момента определяются для того же большего пролета плиты значения опорных моментов из условия, что полусумма опорных моментов плюс момент в середине пролета составляет $\frac{ql^2}{8}$.

Полученные значения опорных моментов, откорректированные в соответствии с фактическим армированием на опорах, принимаются как заданные при определении расчетных моментов в соседних пролетах.

Определение значений расчетных моментов (пролетных и опорных) рекомендуется производить при помощи табл. 14.21.

Расчет балочных плит с равными пролетами при армировании рулонными сетками рекомендуется производить следующим образом:

а) величину пролетных моментов в средних пролетах принимать по формуле

$$M = \frac{ql^2}{16}; \tag{9.5}$$

б) величину опорных моментов на средних опорах, кроме вторых от края перекрытия, принимать по формуле

$$M = -\frac{ql^2}{16}; \tag{9.6}$$

в) величины пролетных моментов в крайних пролетах и над вторыми от края опорами перекрытия принимать по формуле

$$M = \frac{ql^2}{11}. \tag{9.7}$$

Величины опорных моментов, вычисленные по формулам (9.6) и (9.7), относятся к сечениям плит на гранях опор.

Расчет прямоугольных плит, работающих в двух направлениях, методом предельного равновесия. К прямоугольным плитам, работающим в двух направлениях, относят равномерно нагруженные прямоугольные плиты с отношением сторон (пролетов) $\frac{l_2}{l_1} \leqslant 3$, где l_1 и l_2 — меньший и больший расчетные пролеты плиты. Расчетные пролеты плит, работающих в двух направлениях, принимаются также, как и пролеты балочных плит, в зависимости от условий их опирания.

В основу расчета прямоугольных плит с опорами по всем четырем сторонам положено предельное состояние, характеризуемое образованием линейных пластических шарниров, показанных на рис. 9.2.

Сумма пролетных и опорных моментов (рис. 9.3) в каждой панели плиты должна удовлетворять условию

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = 2\overline{M}_1 + 2\overline{M}_2 + \overline{M}_{\text{I}} + \overline{M}'_{\text{I}} + \overline{M}_{\text{II}} + \overline{M}'_{\text{II}}. \tag{9.8}$$

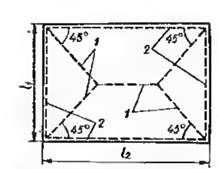


Рис. 9.2. Схема расположения линейных пластических шарниров в прямоугольной плите, опертой по всем четырем сторонам:
1 — пролетные шарниры; *2* — опорные шарниры

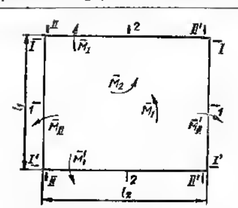


Рис. 9.3. Направление действия опорных и пролетных предельных моментов прямоугольной плиты:
1 — пролетные шарниры; *2* — опорные шарниры.

Величины пролетных и опорных моментов $\overline{M}_1$, $\overline{M}_2$, $\overline{M}_{\rm I}$, $\overline{M}'_{\rm I}$, $\overline{M}_{\rm II}$, $\overline{M}'_{\rm II}$, входящие в формулу (9.8), определяются путем умножения соответствующих площадей сечений F_{a1}, $F_{a\rm II}$, F_{a2}, $F_{a\rm I}$, $F'_{a\rm I}$ и $F'_{a\rm II}$ на их расчетные сопротивления и на плечо внутренней пары

$$M_i = F_{ai}R_a z, \qquad (9.9)$$

где z — плечо внутренней пары сил для соответствующего сечения плиты, равное $0{,}9\,h_0$;

R_a — расчетное сопротивление арматуры;

F_{a1} — общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных короткой стороне плиты и пересекающих пролетные линейные пластические шарниры;

F_{a2} — общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных длинной стороне плиты и пересекающих пролетные пластические шарниры;

$F_{a\rm I}$ — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении I—I на всю длину пролета плиты l_2;

$F'_{a\rm I}$ — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении I′—I′ на всю ширину пролета плиты l_2;

$F_{a\rm II}$ — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении II—II на всю ширину пролета плиты l_1;

$F'_{a\rm II}$ — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении II—II на всю ширину пролета плиты l_1.

Стержни, отогнутые или обрываемые до пересечения с пролетным пластическим шарниром (рис. 9.4), в общую площадь F_{a1} и F_{a2} не включают (т. е. не включают те из стержней, обрываемых или отгибаемых на расстоянии a от опор, которые расположены на участке плиты $b = a$ от краев панели).

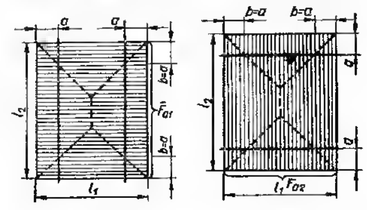


Рис. 9.4. Место обрыва части продольных и поперечных стержней прямоугольной плиты.

Площадь сечения стержней, которые расположены на участках b, но отгибаются или обрываются лишь у одной из опор и пересекают пролетный пластический шарнир одним своим концом, включают в общую площадь сечения арматуры $F_{a\rm I}$ и F_{a2} в размере только 50%.

При наличии у плиты свободных опор значения опорных моментов ($\overline{M}_{\rm I}$; $\overline{M}'_{\rm I}$; $\overline{M}_{\rm II}$; $\overline{M}'_{\rm II}$) для свободной (незащемленной) опоры принимают равными нулю.

Значения опорных отрицательных моментов принимаются в формулах (9.8), (9.19) и (9.13) по их абсолютной величине без учета знака момента.

Если нижняя арматура плиты обрывается частично или полностью, не доходя до опор, на расстояниях a_2 от коротких и a_1 от длинных сторон плиты, то кроме расчета по схеме излома плиты (см. рис. 9.3) и формуле (9.8), следует проверить допустимость обрыва или отгиба этих стержней, исходя из схемы излома плиты (рис. 9.5), пользуясь формулой (9.10),

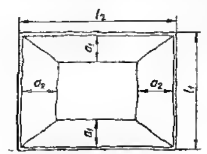


Рис. 9.5. Схема излома прямоугольной плиты с выделением прямоугольника по месту обрыва арматуры.

$$q\left(l_1l_2 - l_1a_2 - l_2a_1 + \frac{4}{3}a_1a_2\right) =$$

$$= \frac{2\widetilde{M}_1 + \overline{M}'_I + \overline{M}_I}{a_1} + \frac{2\widetilde{M}_2 + \overline{M}_{II} + \overline{M}'_{II}}{a_2}, \quad (9.10)$$

где

$$\widetilde{M}_1 = R_a\widetilde{F}_{a1}z; \quad (9.11)$$

$$\widetilde{M}_2 = R_a\widetilde{F}_{a2}z; \quad (9.12)$$

$\widetilde{F}_{a1}$ и $\widetilde{F}_{a2}$ — площади доходящей до опор части растянутой нижней арматуры, параллельной соответственно короткой и длинной сторонам плиты.

Из экономических и конструктивных соображений при подборе сечения рекомендуется руководствоваться следующими указаниями:

а) при армировании плит плоскими сварными сетками или отдельными стержнями соотношения $\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$ между площадями сечения арматур, укладываемых на 1 *м* ширины плиты, назначать в зависимости от отношения пролетов плиты согласно табл. 9.2;

Таблица 9.2. Рекомендуемые соотношения $\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$ для плит, армируемых плоскими сварными сетками или отдельными стержнями

l_2/l_1	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
$\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$	1—0,8	0,9—0,7	0,8—0,6	0,7—0,5	0,6—0,4	0,65—0,35

Продолжение табл. 9.2.

l_2/l_1	1,6	1,7	1,8	1,9	2
$\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$	0,5—0,3	0,45—0,25	0,4—0,2	0,35—0,2	0,2—0,15

б) при армировании плит рулонными сварными сетками применять для отношения сторон панелей $\frac{l_2}{l_1} < 1{,}5$ сетки с квадратными ячейками и одинаковыми диаметрами стержней обоих направлений, а для отношения сторон панелей $\frac{l_2}{l_1} > 1{,}5$ принимать соотношение $\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$ между площадями сечения арматур, укладываемых на 1 *м* ширины плиты, согласно табл. 9.2;

в) соотношение между площадями сечения опорной и пролетной арматур, укладываемых на 1 *м* плиты:

$$\frac{f_{aI}}{f_{a1}}; \quad \frac{f'_{aI}}{f_{a1}}; \quad \frac{f_{aII}}{f_{a2}}; \quad \frac{f'_{aII}}{f_{a2}}$$

назначать в пределах 1—2,5; при этом для средних пролетов рекомендуется принимать эти соотношения ближе к 2,5.

Проверка несущей способности плиты при действии сосредоточенной нагрузки P, расположенной в центре плиты, производится по формуле

$$\frac{Pl_1}{2} = 2\overline{M}_1 + \overline{M}_I + \overline{M}'_I + \frac{l_1}{l_2}(2\overline{M}_2 + \overline{M}_{II} + \overline{M}'_{II}). \quad (9.13)$$

Расчет круглых и кольцевых свободно опертых плит методом предельного равновесия. Расчет круглых свободно опертых плит, армированных квадратной сеткой, производится по формуле

$$\frac{qr^2}{6} \leqslant R_a f_a z, \quad (9.14)$$

где f_a — сечение арматуры каждого из направлений стержней сетки, отнесенное к единице длины перпендикулярного к стержням сечения;

r — радиус плиты.

Расчет круглых плит с центральным отверстием радиусом r_1 производится по формуле

$$\frac{q(r^2 + rr_1 - 2r_1^2)}{6} \leqslant R_a f_a z. \quad (9.15)$$

Подробный пример расчета и конструирования перекрытия с плитами, работающими в двух направлениях, приведен в разделе II.

В разделе III даны формулы и таблицы для расчета плит различной конфигурации как упругих систем. Там же помещен подробный перечень литературы по расчету плит.

Конструирование плит

Расстояния между осями рабочих стержней в плитах в средней части пролета и над опорами (вверху) должны быть не более 200 *мм* при толщине плиты $h_п \leqslant 150$ *мм* и не более $1{,}5\, h_п$ при $h_п > 150$ *мм*. На всех участках плиты расстояния между осями стержней рабочей и распределительной арматуры должны быть не более 350 *мм*.

Площадь сечения стержней, доводимых до опоры, должна составлять не менее $^1/_3$ площади сечения нижних стержней в пролете, определенной по наибольшему изгибающему моменту. Однако при армировании рулонными сетками неразрезных плит допускается в опорных зонах промежуточных опор все нижние стержни отгибать в верхнюю зону. В многопустотных плитах расстояние между стержнями, доводимыми до опоры, допускается увеличивать до 400 *мм*.

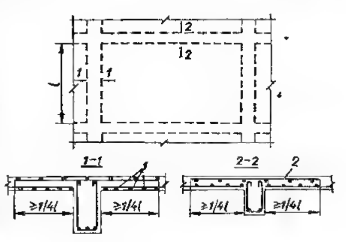


Рис. 9.6. Армирование приопорных участков плит, монолитно связанных с балками:
1 — рабочая арматура; *2* — рабочая надопорная арматура.

Площадь сечения распределительной арматуры в балочных плитах должна составлять не менее 10% от площади сечения рабочей арматуры, поставленной в месте наибольшего изгибающего момента.

Если рабочая арматура плиты проходит параллельно ребру, то необходимо укладывать над ребром, перпендикулярно к нему, дополнительную арматуру сечением не менее $^1/_3$ наибольшего сечения рабочей арматуры плиты в пролете, заводя ее в каждую сторону от грани ребра на длину не менее $^1/_4$ расчетного пролета плиты (рис. 9.6, сечение *1—1*).

Если рабочая арматура плиты над опорой проходит перпендикулярно к ребру, то обрывать или отгибать ее следует не ближе чем на расстоянии $^1/_4$ расчетного пролета плиты от грани ребра (см. рис. 9.6, сечение *2—2*).

Отверстия в плитах и панелях следует окаймлять дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется на протяжении отверстия при расчете плиты как сплошной. Окаймляющая отверстие арматура должна быть заведена за его края на длину не менее длины перепуска $l_н$ согласно табл. 8.15.

Глубина опирания плиты принимается не менее ее толщины. Глубина опирания плиты на кирпичную кладку принимается 120 *мм*.

АРМИРОВАНИЕ СВАРНЫМИ СЕТКАМИ

Многопролетные балочные плиты рекомендуется при требуемом диаметре рабочей арматуры до 5 *мм* армировать рулонными сварными сетками с продольной рабочей арматурой, а при требуемом диаметре рабочих стержней более 5 *мм* — рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой и плоскими сетками.

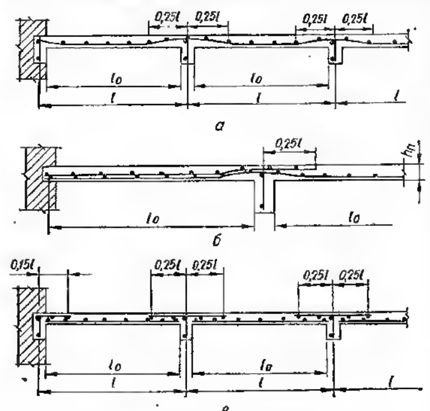


Рис. 9.7. Армирование многопролетных балочных плит:
а — непрерывное сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней; *б* — непрерывное сварными рулонными сетками с укладкой дополнительной сетки в крайнем пролете; *в* — раздельное сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней

Армировать многопролетные балочные плиты (с равными или отличающимися не более чем на 20% пролетами) сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней следует путем раскатки рулона по опалубке поперек второстепенных балок (рис. 9.7, *а*).

Нижний перегиб сетки делается на расстоянии $^1/_4$ пролета плиты от оси опоры. Необходимо обращать особое внимание на выполнение такого перегиба, который обеспечивал бы наличие верхней арматуры на достаточном протяжении над опорами.

На всех промежуточных опорах и во всех средних пролетах сечение рабочей арматуры должно приниматься одинаковым — по расчету неразрезных балочных плит с учетом пластических деформаций. В крайних пролетах требуется дополнительная арматура, которую рекомендуется принимать в виде дополнительной сетки (см. рис. 9.7 *б*), укладываемой на основную. Дополнительная сетка заводится за первую промежуточную опору на $^1/_4$ пролета плиты. Вместо дополнительной сетки возможна укладка отдельных стержней, привязываемых к основной сетке.

Армирование многопролетных балочных плит сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней следует производить путем раскатки рулонов вдоль второстепенных балок по низу плиты в пролетах и по верху плиты над опорами (см. рис. 9,7, *в*).

Ширина рулона для пролетных полос должна подбираться в соответствии с пролетами плиты. Для надопорных полос при пролетах, равных или отличающихся друг от друга не более чем на 20%, ширина рулона принимается равной около половины пролета плиты, причем сетка располагается симметрично относительно оси балки.

В крайних пролетах и над первой промежуточной опорой в соответствии с расчетными моментами укладываются более мощные сетки, чем в средних пролетах и над последующими промежуточными опорами.

При наличии на крайней опоре плиты обвязочной балки над ней укладывается конструктивная сетка на ширине 0,15 l.

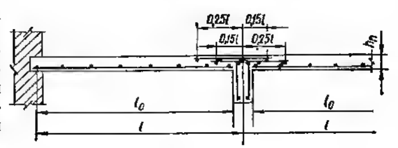


Рис. 9.8. Армирование балочных плит над опорами двумя сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней.

Армирование многопролетных балочных плит сварными широкими плоскими сетками с поперечной рабочей арматурой или узкими сетками с продольной рабочей арматурой производится аналогично армированию рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой (см. рис. 9.7, *в*). При этом в направлении вдоль балок должно быть предусмотрено для сеток, укладываемых в пролетах, устройство стыков в нерабочем направлении с нахлесткой. Надопорные сетки могут укладываться без нахлестки в нерабочем направлении.

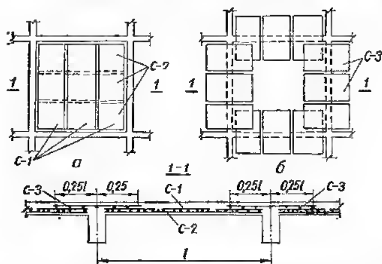


Рис. 9.9. Армирование плит, работающих в двух направлениях, узкими сетками с продольной рабочей арматурой:

а, б — план сеток соответственно нижних и верхних.

В плитах больших пролетов (толщиной более 100 *мм*) для экономии

Рис. 9.10. Распределение арматуры по ширине плиты, опертой по контуру, при величине меньшего пролета более 2,5 *м*.

металла рекомендуется надопорную арматуру выполнять из двух сеток шириной около 0,4 l каждая (рис. 9.8).

При армировании плит больших пролетов узкими сварными сетками возможен обрыв пролетной и опорной арматуры. При этом могут применяться либо сетки, в которых часть стержней не доводится до края, либо сетки попарно с взаимной раздвижкой (в направлении пролета).

Армирование плит, работающих в двух направлениях, сварными рулонными сетками производится путем раскатки рулона в направлении короткой стороны плиты. При этом, если соотношение сторон плиты равно или менее 1,5, рекомендуется применять сетки с квадратными ячейками и одинаковой арматурой в обоих направлениях, а при бо́льших соотношениях пролетов — сетки с продольной рабочей арматурой, в которой работа распределительной арматуры учитывается в направлении большего пролета. Над балками, параллельными направлению раскатки основных сеток, по верху плиты раскатывают сетки с рабочей поперечной арматурой. Ширину опорных сеток принимают равной половине меньшего пролета плиты. В крайних панелях в соответствии с требуемым по расчету сечением арматуры укладывают дополнительные рулонные или плоские сетки, а в угловых панелях в

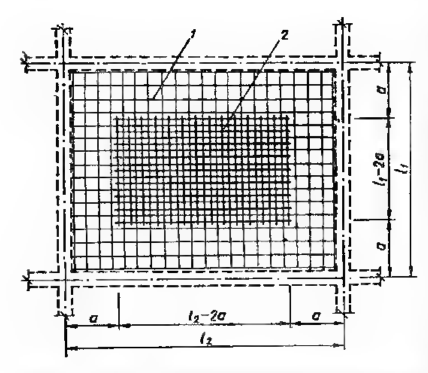


Рис. 9.11. План нижней арматуры плиты, работающей в двух направлениях:

1 — основная сетка, укладываемая по низу всей панели плиты; 2 — дополнительная сетка, укладываемая посередине низа панели плиты.

необходимых случаях также отдельные дополнительные стержни.

Армирование плит, работающих в двух направлениях, широкими сварными плоскими сетками производится аналогично армированию многопролетных балочных плит; сечение арматуры сеток в обоих направлениях принимается в соответствии с требованиями расчета плит.

При необходимости армирования плит узкими сетками их следует укладывать в пролетах плит двумя слоями таким образом, чтобы рабочая арматура в верхних и нижних сетках проходила в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 9.9). В расчете должна быть учтена лишь рабочая арматура. Сетки в каждом слое укладываются без нахлестки в нерабочем направлении.

В плитах, работающих в двух направлениях, с пролетами более 2,5 *м* рекомендуется уменьшать сечение арматуры на участках, примыкающих к окаймляющим балкам, по сравнению с сечением арматуры, укладываемой в средней части плиты (рис. 9.10). Ширина a участка, на протяжении которого укладывается меньшее количество арматуры, принимается равной $^1/_4\ l_1$ — для панелей, полностью или упруго заделанных по всему контуру, и $^1/_8\ l_1$ — для панелей, свободно опертых хотя бы по одному краю. При армировании плит широкими сварными сетками рекомендуется в средних частях панелей укладывать дополнительные сетки размером $l-2a$, а при армировании узкими сетками с продольной рабочей арматурой — применять сетки, в которых часть стержней не доходит до края сетки. В плитах с пролетами более 2,5 *м* рекомендуется армирование производить двумя сетками: одна сетка с сечением арматуры, равным половине расчетного, укладывается по всей площади плиты, вторая, содержащая также половину расчетной арматуры, укладывается в средней части плиты (рис. 9.11).

АРМИРОВАНИЕ ОТДЕЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ

Типовое армирование многопролетных балочных плит с постановкой отогнутых стержней

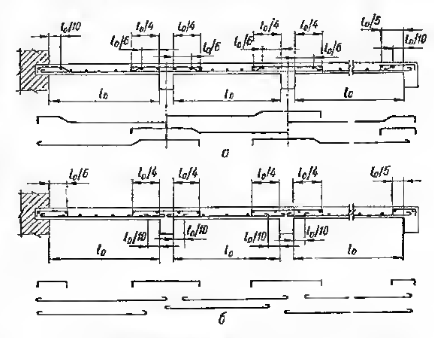


Рис. 9.12. Армирование многопролетных балочных плит вязаной арматурой:

а — с отгибами; б — без отгибов (раздельное армирование).

показано на рис. 9.12, *а*, а при раздельном армировании — на рис. 9.12, *б*. Раздельное армирование следует применять в плитах толщиной менее 80 *мм*. Нижние стержни для упрощения производства работ можно устраивать сквозными (а не попролетными, как показано на рис. 9.12).

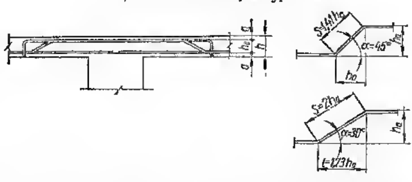
При армировании плит, работающих в двух направлениях, отдельными стержнями плита разбивается в каждом направлении на три полосы. В средних полосах арматура укладывается по расчету, а в крайних — в половинном количестве, но не менее 3 стержней на 1 *м*.

При динамических нагрузках следует предпочитать армирование с отогнутыми стержнями.

В случае применения стержней периодического профиля крюки на концах стержней не устраивают.

При составлении спецификации арматуры плит, армированных вязаной арматурой с отгибами, длину отгибов рекомендуется определять по табл. 9.3.

Таблица 9.3. Отгибы арматуры плит



Плиты толщиной $h \leq 100$; $a=10$; $h_0=h-20$				Плиты толщиной $h>100$; $a=15$; $h_0=h-30$			
Толщина плиты, *мм*	$\alpha=45°$	$\alpha=30°$		Толщина плиты, *мм*	$\alpha=45°$	$\alpha=30°$	
	s	l	s		s	l	s
50	40	50	60	110	110	140	160
60	60	70	80	120	130	160	180
70	70	90	100	130	140	170	200
80	90	100	120	140	160	190	220
90	100	120	140	150	170	210	240
100	110	140	160	160	180	230	260
				180	210	260	300
				200	240	300	340

БАЛКИ

Общие указания

Выбор типа и размеров сборных железобетонных балок должен производиться в соответствии с номенклатурой и типоразмерами унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций.

С целью уменьшения числа типоразмеров балок монолитных конструкций рекомендуется ширину и высоту прямоугольных и тавровых сечений принимать кратными, *мм*: 50 для размеров балок до 400, 100 — от 400 до 1000 и 200 — свыше 1000.

Минимальная высота сечений балок в долях от пролета ориентировочно может быть установлена по табл. 9.4.

Ширина поперечного сечения балок принимается равной $^1/_3 - ^1/_2$ высоты сечения. В сборных и монолитных тонкостенных конструкциях толщина ребра балки может составлять до $^1/_{15}$ высоты сечения.

В элементах таврового, двутаврового и тому подобных сечений в местах сопряжения стенок с полками следует устраивать плавные переходы. Отверстия в стенках элементов должны быть закругленной формы и усиливаться по краям арматурой.

Таблица 9.4. **Ориентировочные соотношения для наименьших высот сечений железобетонных балок**

Виды балок и характер их опирания	Бетон	
	обычный	легкий
Ригели и прогоны	$1/15l$	$1/12l$
Второстепенные балки	$1/20l$	$1/17l$
Балки часторебристых перекрытий:		
при свободном опирании	$1/20l$	$1/17l$
при упруго заделанных концах	$1/25l$	$1/20l$

В двускатных балках двутаврового и таврового (с полкой в сжатой зоне) сечений необходимо учитывать усилие в коньке, отрывающее верхнюю полку от стенки. Это усилие принимается равным равнодействующей сжимающих усилий в наклонных полках в сечении по коньку (при расчетных нагрузках) и должно быть полностью воспринято поперечными стержнями периодического профиля, расположенными на участке длиной не более $^1/_3$ высоты сечения балки в коньке. Эти поперечные стержни должны быть приварены вверху и внизу к продольным стержням сварных каркасов.

Для конструирования балок необходимо построение объемлющих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.

Для простых конструкций в ряде случаев можно ограничиться только определением расчетных значений моментов и поперечных сил в пролетных и опорных сечениях балок.

Статический расчет балок

Расчет статически неопределимых железобетонных балок рекомендуется производить с учетом перераспределения усилий вследствие неупругих деформаций арматуры и бетона и образования трещин.

Изгибающие моменты в равнопролетных второстепенных балках, загруженных равномерно распределенной нагрузкой, рекомендуется определять по следующим формулам:

пролетные моменты в средних пролетах

$$M = \frac{ql^2}{16}; \tag{9.16}$$

опорные моменты на промежуточных опорах (кроме первой промежуточной опоры)

$$M = -\frac{ql^2}{16}; \tag{9.17}$$

пролетный момент в крайнем пролете

$$M = \frac{ql^2}{11}; \tag{9.18}$$

опорный момент на первой промежуточной опоре

$$M = -\frac{ql^2}{14}, \tag{9.19}$$

где $q = g + p$ — полная равномерно распределенная расчетная нагрузка на 1 *м* балки;

g — расчетная постоянная равномерно распределенная нагрузка на 1 *м* балки;

p — расчетная временная равномерно распределенная нагрузка на 1 *м* балки;

l — расчетный пролет, принимаемый в зависимости от условий опирания балки.

Для средних пролетов l принимается равным расстоянию между прогонами (главными балками) в свету.

Для крайних пролетов l принимается равным расстоянию от боковой поверхности прогона до центра опоры на стене или расстоянию в свету между прогоном и обвязочной балкой.

Величины расчетных опорных моментов, вычисленные по формулам (9.17) и (9.19), относят к сечениям балок на гранях опор.

Неравнопролетные второстепенные балки монолитных железобетонных перекрытий с пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 10%, разрешается рассчитывать по формулам (9.16) — (9.19). При этом опорные моменты следует определять по большему смежному пролету.

Огибающие эпюры изгибающих моментов для второстепенных равнопролетных неразрезных балок строятся следующим образом:

минимальные — во всех средних пролетах по параболам, отвечающим действию приведенной постоянной нагрузки $q_1 = g + \frac{p}{4}$ и проходящим через вершины расчетных опорных ординат, а в крайних пролетах — по прямым, определяемым максимальной опорной и нулевой точкой, отстоящей от грани опоры на расстоянии от нее, равном

$$\frac{(g+p)\,l}{8\left(g+\frac{p}{4}\right)};$$

максимальные — по параболам, отвечающим действию постоянной и временной нагрузок, с вершинами на максимальных ординатах положительного момента, а именно: в крайних пролетах на 0,425 l от свободного конца, а в остальных пролетах — по середине пролета.

Ординаты эпюр изгибающих моментов для равнопролетных второстепенных балок при соотношениях полезной расчетной нагрузки к расчетной нагрузке от собственного веса $\frac{p}{g}$, равных от 0,5 до 5, в соответствии с приведенными указаниями определяют по формуле

$$M = \beta\,(g+p)\,l^2. \qquad (9.20)$$

Значения коэффициента β, входящего в формулу (9.20), приведены на рис. 14.4 и в табл. 14.21.

Поперечные силы для равнопролетных второстепенных балок принимаются равными: у крайней опоры 0,4 $(g+p)\,l$;

у первой промежуточной опоры (левое сечение) 0,6 $(g+p)\,l$;

у первой промежуточной опоры (правое сечение) и у всех остальных опор 0,5 $(g+p)\,l$.

Расчет неравнопролетных второстепенных и неразрезных главных балок с учетом перераспределения усилий выполняется на основе их расчета как упругих систем.

Для этого сначала необходимо рассчитать неразрезную балку как статически неопределимую систему на действие расчетной постоянной нагрузки и различных случаев невыгодного расположения расчетной временной нагрузки.

Расчет неразрезных балок как упругих систем легко выполняется с помощью таблиц, приведенных в разделе III.

Перераспределение изгибающих моментов, полученных из расчета упругой системы, производят отдельно для каждого случая суммарного воздействия на балку невыгодно расположенных расчетных временной и постоянной нагрузок.

Изгибающие моменты перераспределяют, прибавляя к эпюрам моменты полученные из расчета упругой системы, треугольных эпюр с произвольными по величине и знаку надопорными ординатами (рис. 9.13). Однако во избежание раннего раскрытия трещин изгибающие моменты, полученные

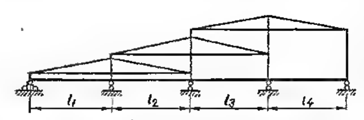


Рис. 9.13. Треугольные надопорные эпюры моментов, используемые для перераспределения усилий.

из расчета упругой системы, в результате перераспределения усилий не должны быть уменьшены в основных расчетных сечениях более чем на 30%.

Эпюры моментов, полученные в результате перераспределения, используют для построения объемлющих эпюр моментов и расчета сечения балки.

Расчет неразрезных балок с учетом перераспределения усилий может производиться также способом, предложенным А. А. Кальницким. Его применение в ряде случаев менее трудоемко, так как не требует подробного

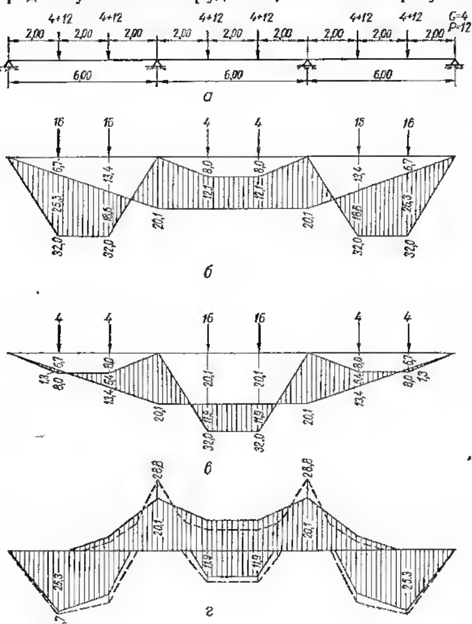


Рис. 9.14. К расчету неразрезной балки с учетом перераспределения усилий:

а — расчетная схема балки; *б* — эпюра моментов от схем соответственно загружения первой и второй; *г* — объемлющие эпюры моментов с учетом перераспределения (сплошная линия) и для упругой системы (пунктирная линия).

расчета балки как упругой системы. По этому способу из расчета упругой системы требуется определить только наибольшие моменты в расчетных сечениях балки, по которым устанавливаются пределы возможного их уменьшения при перераспределении усилий.

Покажем практические приемы этого способа на примере расчета трехпролетной неразрезной главной балки, собираемой из сборных элементов.

Балка загружена расчетной сосредоточенной нагрузкой — постоянной $G = 4$ *т* и временной $P = 12$ *т* (рис. 9.14, *а*).

Вначале определяем наибольшие моменты в расчетных сечениях балки, рассматриваемой как упругая система, с помощью коэффициентов табл. 14.12:

в крайних пролетах

$$M_{1,\,макс} = 0{,}2444\,Gl + 0{,}2899\,Pl = 0{,}2444 \cdot 4 \cdot 6 + 0{,}2899 \cdot 12 \cdot 6 = 26{,}7\ т \cdot м;$$

в среднем пролете

$$M_{2,\,макс} = 0{,}0667 \cdot 4 \cdot 6 + 0{,}2000 \cdot 12 \cdot 6 = 16{,}0\ т \cdot м;$$

на промежуточных опорах

$$M_{оп\text{-}мин} = -0{,}2667 \cdot 4 \cdot 6 - 0{,}3111 \cdot 12 \cdot 6 = -28{,}8\ т \cdot м.$$

Далее строим эпюры моментов во всех пролетах балки, рассматривая ее как ряд простых балок, для двух схем невыгодного расположения временной нагрузки.

В первой схеме загружения в крайних пролетах приложена постоянная и временная нагрузки, а в среднем — только постоянная (см. рис. 9.14, *б*).

Во второй схеме загружения постоянная и временная нагрузки приложены в среднем пролете, а в крайних — только постоянная (см. рис. 9.14, *в*).

Полученные таким образом эпюры моментов используют для построения эпюр моментов в неразрезной балке с учетом перераспределения усилий вследствие неупругих деформаций. Для этого на эпюрах прочерчивают новое положение оси балки. Новую ось балки прочерчивают на эпюрах в виде ломаной линии так, чтобы получить наиболее выгодное для конкретных условий соотношение между значениями опорных и пролетных моментов. При этом должно соблюдаться требование, заключающееся в том, чтобы ни один из моментов в основных сечениях не был уменьшен более чем на 30% по сравнению с величинами моментов в упругой системе.

В данном случае перераспределение усилий использовано для уменьшения опорных моментов на 30% для облегчения устройства монтажных стыков сборных элементов

$$M = -0{,}7 \cdot 28{,}8 = -20{,}1\ т \cdot м.$$

На рис. 9.14, *г* показаны две объемлющие эпюры изгибающих моментов: эпюра, полученная после перераспределения усилий (сплошная линия), и эпюра, соответствующая расчету балки как упругой системы (пунктирная линия).

Сопоставление этих эпюр показывает, что в данном случае благодаря перераспределению усилий достигнут одновременно и экономический и производственный эффекты. Экономический эффект получается за счет уменьшения объема объемлющей эпюры, а производственный — за счет облегчения монтажных стыков сборных элементов.

Расчет этим способом неразрезных балок с большим количеством пролетов не вносит в технику расчета никаких принципиальных изменений. Заметим только, что так же, как и в приведенном примере расчета трехпролетной балки, рассматриваются всего две схемы невыгодного расположения временной нагрузки.

В первой схеме загружения временная нагрузка располагается в крайнем левом пролете и далее через один в остальных пролетах.

Во второй схеме загружения временная нагрузка располагается во втором пролете слева и далее через один в остальных пролетах, т. е. во всех пролетах, в которых она не была расположена в первой схеме.

Конструирование балок

В балках шириной $b \geqslant 150$ *мм* не менее двух продольных рабочих стержней должно быть доведено до опоры. В ребрах сборных плит шириной $b < 150$ *мм* допускается доводить до опоры один продольный стержень.

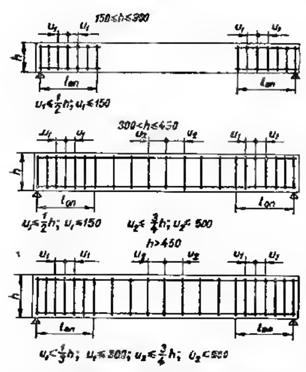


Рис. 9.15. Схемы расположения поперечных стержней в балках без отгибов:

$l_{оп}$ — длина участка балки, в пределах которой поперечные стержни требуются по расчету, но составляющая не менее $^1/_4$ пролета и не менее расстояния от опоры до ближайшего к ней сосредоточенного груза.

В балках с ненапрягаемой арматурой или в предварительно напряженных 3-й категории трещиностойкости при высоте сечения $h > 700$ *мм* у боковых граней должны ставиться продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 *мм*; суммарная площадь сечения этих стержней должна составлять не менее 0,1% от площади сечения ребра балки.

В балках и ребрах высотой $h > 300$ *мм* независимо от расчета должны ставиться поперечные стержни или хомуты; при $150 \leqslant h < 300$ *мм* поперечные стержни, если они и не требуются по расчету, должны ставиться у концов элемента на длине не менее $^1/_4$ пролета (рис. 9.15), а при сосредоточенных нагрузках, кроме того, на участке от опоры до ближайшего груза; при $h < 150$ *мм* допускается не ставить поперечной арматуры, если она не требуется по расчету.

В балках и ребрах при отсутствии отгибов расстояния между поперечными стержнями или хомутами на участках, где они требуются по расчету, а также на участках вблизи опор должны быть при высоте сечения:

$h < 450$ *мм* — не более $^1/_2\,h$ и не более 150 *мм*;

$h > 450$ *мм* — не более $^1/_3\,h$ и не более 300 *мм*.

Длина приопорных участков, на которые распространяется это требование, равна:

при равномерно распределенной нагрузке — $^1/_4$ пролета элемента;

при сосредоточенных нагрузках — расстоянию от опоры до ближайшего к ней груза.

Расстояния между поперечными стержнями и хомутами на остальной части пролета при высоте балки $h > 300$ *мм* должны быть не более $^3/_4\,h$ и не более 500 *мм*.

При наличии в балках участков с учитываемой в расчете сжатой арматурой ненапрягаемой или с предварительным напряжением $\sigma_0' \leqslant 4500$ *кг/см*^{2} поперечные стержни или хомуты на этих участках должны ставиться во всех случаях. При этом сжатые стержни плоских каркасов должны быть связаны в направлении, перпендикулярном плоскостям каркасов, поперечной арматурой в виде привариваемых стержней, шпилек или корытообразных сеток. Расстояния между поперечными стержнями каркасов и соединительными поперечными стержнями, а также хомутами принимаются, как для поперечных стержней и хомутов, охватывающих продольную арматуру сжатых или внецентренно сжатых элементов.

Диаметр продольных стержней балок должен приниматься не менее диаметра поперечных стержней.

Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах принимается из условия свариваемости стержней контактной точечной сваркой (см. табл. 8.3).

Диаметр хомутов в вязаных каркасах балок рекомендуется принимать при высоте сечения: $h \leqslant 800$ *мм* — не менее 6 *мм*; $h > 800$ *мм* — не менее 8 *мм*.

При действии сосредоточенных грузов, приложенных к балке снизу или в пределах сечения (например при примыкании второстепенных балок к главным или к ригелям рам), в местах приложения этих нагрузок должна быть

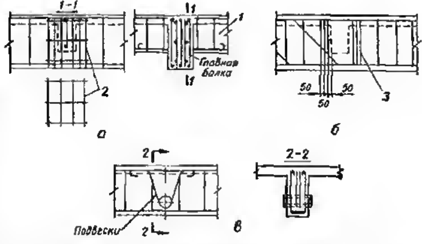


Рис. 9.16. Дополнительная арматура, устанавливаемая в балках:

а — сварные сетки в места опирания второстепенных балок при армировании балки сварными каркасами; *б* — хомуты в местах опирания второстепенных балок при армировании балки вязаными каркасами; *в* — подвески в месте приложения сосредоточенных грузов; *1* — второстепенная балка; *2* — дополнительные сетки в местах примыкания второстепенных балок; *3* — дополнительные хомуты

поставлена дополнительная поперечная арматура в виде сеток, хомутов или подвесок для передачи нагрузки в верхнюю сжатую зону сечения балки (рис. 9.16).

Площадь сечения этой арматуры, работающей на растяжение, определяется по формуле

$$F_{\text{п}} = \frac{P}{R_a},$$

где P — расчетная нагрузка от сосредоточенного груза или от опорной реакции второстепенных балок.

Длина зоны, в пределах которой располагается эта дополнительная поперечная арматура, воспринимающая сосредоточенную нагрузку, определяется по формуле (рис. 9.17) $s = 2h_1 + b_1$,

где h_1 — расстояние от низа арматуры рассчитываемого элемента до центра тяжести сжатой зоны опорного сечения примыкающего элемента, а при непосредственном приложении нагрузки — до нижнего уровня ее приложения;

b_1 — ширина распределения нагрузки в месте ее приложения.

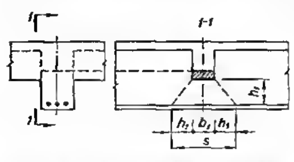


Рис. 9.17. Схема определения длины участка, на котором следует располагать дополнительные поперечные стержни, воспринимающие нагрузку, приложенную в пределах высоты сечения балки.

В вязаных каркасах балок рекомендуется применять отогнутые стержни, при конструировании которых должны соблюдаться следующие правила.

Отгибы стержней осуществляют по дуге окружности радиусом не менее 10 d.

Угол наклона отгибов к продольной оси элемента принимается равным 45°. В балках высотой $h > 800$ *мм* допускается увеличивать угол наклона отгибов в пределах до 60°; в низких балках, а также при сосредоточенных нагрузках — уменьшать его в пределах до 30°.

Рис. 9.18. Конструкция отгибов ненапрягаемой арматуры.

Рис. 9.19. «Плавающий» стержень.

На концах отогнутых стержней устраивают прямые участки длиной не менее 20 d в растянутой зоне и не менее 10 d в сжатой (рис. 9.18); прямые участки отогнутых круглых (гладких) стержней заканчиваются крюками.

Стержни с отгибами располагаются на расстоянии не менее 2 d от боковых граней балки, где d — диаметр отгибаемого стержня. Отгибать стержни, расположенные непосредственно у боковых граней балки не рекомендуется.

Отгибы стержней рекомендуется располагать симметрично относительно продольной оси балки.

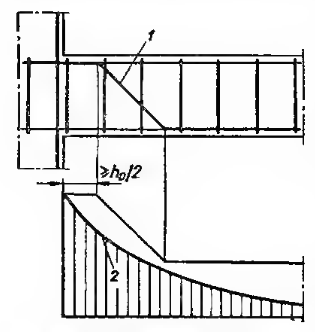


Рис. 9.20. Расположение отгибов относительно эпюры моментов:
1 — отогнутый стержень; *2* — эпюра *М*.

Применение отгибов в виде «плавающих» стержней (рис. 9.19) не допускается.

Расстояние от грани свободной опоры до верхнего конца первого отгиба принимается не более 50 *мм* (см. рис. 9.18).

Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального к оси элемента сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется в работе по моменту не менее чем на $\frac{h_0}{2}$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того сечения, в котором отгиб не требуется по эпюре моментов (рис. 9.20).

Кроме приведенных правил конструирования при расположении отгибов по длине балки должны учитываться требования расчета.

В сварных каркасах применение отогнутых стержней не рекомендуется.

Отгибание напрягаемой стержневой арматуры, натягиваемой на упоры, выполняется по радиусу не менее $15d$, а криволинейной пучковой и прядевой, натягиваемой на бетон,— с радиусом закругления: при диаметре проволок $d \leqslant 5$ *мм* и прядей $4{,}5 < {} < 9$ *мм* — не менее 4 *м*; при диаметре проволок в пучках $6 < d < 8$ *мм* и прядей $12 < d < 15$ *мм* — не менее 6 *м*.

Угол наклона стержней и пучков к оси элемента при натяжении их на бетон рекомендуется принимать не более 30°.

В местах перегиба напрягаемой арматуры необходимо усилять бетон установкой хомутов или сеток (рис. 9.21).

Рис. 9.21. Усиление бетона дополнительным армированием в местах перегиба напрягаемой арматуры.

В элементах, работающих на кручение с изгибом, вязаные хомуты должны быть с перепуском концов на 30 диаметров, а при сварных каркасах поперечные стержни должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур (рис. 9.22).

Рис. 9.22. Армирование балок, работающих на кручение:
а — вязаной арматурой; *б* — сварным каркасом.

При этом расстояния между поперечными стержнями, расположенными у грани, параллельной плоскости изгиба, должны удовлетворять требованиям, предъявляемым к изгибаемым элементам.

Расстояния между поперечными стержнями, расположенными у граней, нормальных к плоскости изгиба, должны составлять не более ширины сечения элемента b; при $\varkappa = \frac{M_к}{M} \leqslant 0{,}2$ и при соблюдении условия $M_к \leqslant \frac{1}{6} R_p b^2 (3h - b)$ у граней, сжатых от изгиба, допускается увеличивать расстояния между поперечными стержнями, принимая их такими же, как в сжатых элементах.

Указанные требования к элементам, работающим на кручение с изгибом, относятся, в частности, к крайним балкам, к которым второстепенные балки или плита примыкают только с одной стороны (обвязочные балки, балки у температурных швов и т. п.), а также к средним балкам при

неравенстве $p_1 > 2p_2$, где p_1 и p_2 — полные расчетные нагрузки, передающиеся на балку соответственно от одного и от другого примыкающих пролетов плиты.

АРМИРОВАНИЕ СВАРНЫМИ КАРКАСАМИ

Балки и ребра небольшой ширины $b \leqslant 150$ *мм*, работающие в основном на изгиб, могут армироваться одним плоским каркасом (рис. 9.23, *а*).

Такой тип армирования следует применять, как правило, для второстепенных балок ребристых и кессонных перекрытий, а также для отдельных сборных, не подвергающихся действию крутящих моментов при небольших равномерно распределенных нагрузках.

Ширину балок, армированных одним плоским каркасом, следует назначать из условий обеспечения достаточного защитного слоя бетона по обе стороны каркаса, а также укладки и уплотнения бетона.

Балки и ребра шириной $b \geqslant 150$ *мм*, а также при значительных нагрузках следует армировать несколькими плоскими каркасами (см. рис. 9.23, *б*).

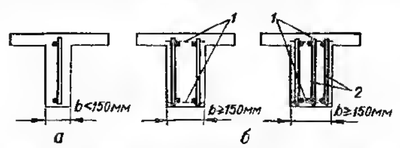


Рис. 9.23. Армирование балок плоскими сварными каркасами:
1 — соединительные стержни; 2 — плоские сварные каркасы.

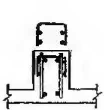


Рис. 9.24. Корытообразно согнутые сетки, охватывающие сжатые стержни каркасов.

Применение отогнутых стержней в сварных каркасах не рекомендуется.

Плоские каркасы рекомендуется перед укладкой в опалубку соединять друг с другом в пространственные каркасы при помощи поперечных соединительных стержней. Верхние соединительные поперечные стержни пролетных каркасов вблизи промежуточных опор не ставят, чтобы не препятствовать установке надопорных каркасов. Нижние соединительные поперечные стержни надопорных каркасов при армировании пролетов более чем двумя плоскими каркасами необходимо размещать таким образом, чтобы они не препятствовали установке надопорных каркасов.

При наличии в ребре балок учитываемой в расчете сжатой арматуры соединительные стержни на участке сжатой арматуры должны ставиться на расстояниях не более $20d$ (d — диаметр сжатых стержней). Вместо постановки соединительных стержней сжатые стержни каркасов можно охватывать корытообразно согнутой сеткой (рис. 9.24).

Второстепенные балки ребристых перекрытий рекомендуется армировать в пролете плоскими каркасами, а на опорах — сварными сетками (рис. 9.25) с поперечным расположением рабочих стержней. Для этого над главной балкой раскатывают рулонные сетки или же укладывают по всей длине над главной балкой плоские сетки. Вблизи колонн надопорные сетки прерывают, но взамен их укладывают дополнительные стержни или дополнительные отрезки сетки с площадью сечения рабочих стержней, равной площади сечения рабочих стержней надопорной сетки, приходящихся на ширину сечения колонны.

В расчетную площадь арматуры, воспринимающей опорный момент в средних второстепенных балках, включается суммарная площадь всех рабочих стержней надопорных сеток, расположенных между осями второстепенных балок.

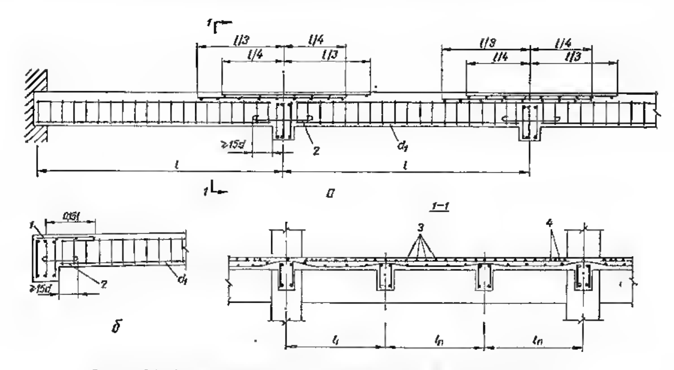


Рис. 9.25. Схема армирования второстепенных балок при опирании:
а — на стену; *б* — на окаймляющую главную балку; *1* — конструктивная сетка над крайней главной балкой; *2* — 2 стержня 10 *мм* $\leqslant d\frac{1}{2}d_1$; *3* — рабочие стержни надопорной сетки; *4* — дополнительные стержни у колонны.

Для крайних второстепенных балок расчетная площадь арматуры на опоре определяется как сумма площадей всех рабочих стержней сеток, расположенных на половине крайней панели плиты.

При значительных пролетах второстепенных балок надопорную растянутую арматуру рекомендуется выполнять из двух сеток, частично

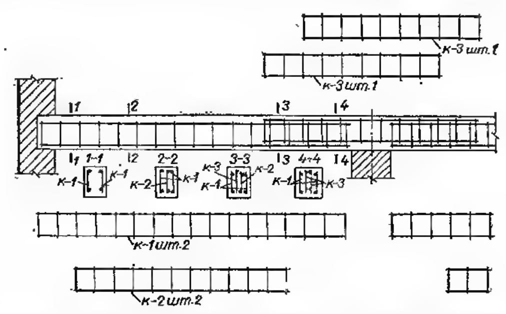


Рис. 9.26. Схема армирования отдельных многопролетных балок (сетки, охватывающие сжатую арматуру, не показаны).

перекрывающих друг друга. Над крайней опорой второстепенная балка армируется конструктивными сетками.

Места обрыва надопорных сеток устанавливаются эпюрой отрицательных моментов. При отношении расчетной временной нагрузки к расчетной постоянной $p : g \leqslant 3$ одну надопорную сетку обрывают на расстоянии $^1/_4\ l$ от оси опоры, а вторую — на расстоянии $^1/_3\ l$ от оси опоры.

Отрицательные моменты в пролете за местом обрыва сеток должны быть восприняты верхней арматурой пролетных каркасов балки.

Каркасы второстепенных балок, за исключением обрываемых в пролете, доводят до грани главных балок и связывают между собой понизу стыковыми стержнями диаметром $d \geqslant \frac{1}{2} d_1$, где d_1 — диаметр рабочих стержней пролетного каркаса, но не менее 10 *мм*.

Стыковые стержни привязывают к рабочим стержням каркасов и заводят за грань балки не менее чем на 15 диаметров основных рабочих стержней, а при гладких рабочих стержнях, кроме того, не менее чем на один шаг поперечных стержней каркасов плюс 50 *мм*.

Отдельные многопролетные балки, а также главные балки ребристых перекрытий рекомендуется армировать как в пролетах, так и на опорах сварными каркасами (рис. 9.26). Два пролетных каркаса доводят до грани колонны, а остальные обрывают в соответствии с эпюрой моментов. Возможен также обрыв в пролете части стержней каркасов.

АРМИРОВАНИЕ ВЯЗАНЫМИ КАРКАСАМИ

Для балок шириной $b \leqslant 350$ *мм* при наличии в сечении не более четырех сжатых стержней допускается их охват одним двуветвевым хомутом. При ширине балки $b > 350$ *мм* рекомендуется применение четырехветвевых хомутов.

Хомуты в вязаных каркасах должны конструироваться таким образом, чтобы в местах их перегиба, а также загиба концевых крюков (при отсутствии перепуска концов) обязательно располагались продольные стержни (рис. 9.27).

Рис. 9.27. Конструкция хомутов вязаных каркасов балок.

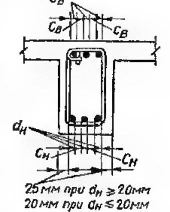


Рис. 9.28. Размещение стержней по ширине балки.

В балках таврового сечения, связанных с обеих сторон монолитной плитой, рекомендуется ставить открытые хомуты.

В табл. 9.5 приведены данные, облегчающие подбор количества и диаметров стержней, размещаемых по ширине балки (рис. 9.28).

Таблица 9.5. **Наибольшие одинаковые диаметры стержней, *мм*, размещаемые по ширине балки**

Ширина балки, *мм*	Количество стержней в одном ряду															
	3		4		5		6		7		8		9		10	
	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$	$d_в$	$d_н$
150	14	16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
180	24	24	10	14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
200	30	30	14	18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
220	33	33	20	24	10	14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
250	40	40	27	27	16	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
300	—	—	36	36	24	27	16	20	10	14	—	—	—	—	—	—
350	—	—	—	—	33	33	24	27	18	21	12	16	—	—	—	—
400	—	—	—	—	36	36	30	30	24	27	18	22	12	16	8	12
450	—	—	—	—		—	36	36	30	30	24	27	18	22	12	18
500	—	—	—	—	—	—	—	—	33	33	30	30	24	27	18	22

Примечания: 1. Расстояния $c_в$ между верхними стержнями должны быть не менее 30 *мм* и не менее диаметра верхних стержней $d_в$.

2. Расстояния $c_н$ между нижними стержнями должны быть не менее 25 *мм* и не менее диаметра нижних стержней $d_н$.

3. При неодинаковых диаметрах стержней в ряду сумма их диаметров должна быть не больше суммы диаметров того же количества стержней одинакового диаметра, указанного в таблице для балки той же ширины.

Стержни нижней арматуры неразрезных балок в случаях, когда опорные сечения не требуют по расчету сжатой арматуры, рекомендуется заводить за грань опоры не менее чем на 15d и заканчивать без крюков при

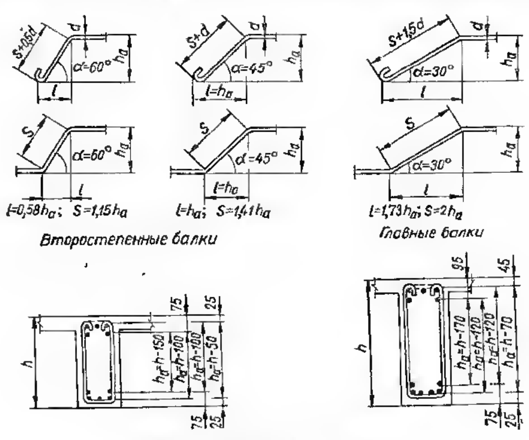


Рис. 9.29. Схемы отгибов в балках.

армировании стержнями периодического профиля или крюками при армировании гладкими стержнями.

Если сжатая арматура на опорах учитывается в расчете, то стержни двух соседних пролетов необходимо соединять друг с другом в соответствии с указаниями по устройству стыков сжатой арматуры внахлестку без сварки. При этом стык всех стержней, доведенных до опоры, может осуществляться в одном сечении.

Если нижняя арматура балок может на опорах работать на растяжение, то концы стержней двух соседних пролетов должны быть перепущены в

Таблица 9.6. **Длина отгибов в балках**

Высота отгиба h_a, мм	$\alpha = 60°$		$\alpha = 45°$	$\alpha = 30°$		Высота отгиба h_a, мм	$\alpha = 60°$		$\alpha = 45°$	$\alpha = 30°$	
	l	s			s		l	s	s	l	s
100	120	230	280	350	400	330	190	380	470	570	660
250	150	290	350	430	500	380	220	440	540	660	760
300	170	350	420	520	600	430	250	490	610	750	860
350	200	400	490	610	700	480	280	550	680	830	960
400	230	460	560	690	800	530	310	610	750	920	1060
450	250	520	630	780	900	580	340	670	820	1000	1160
500	290	580	710	870	1000	530	370	720	890	1090	1260
550	320	630	780	950	1100	680	390	780	960	1180	1360
600	350	690	850	1040	1200	730	420	840	1030	1250	1460
650	380	750	920	1120	1300	780	450	900	1100	1350	1560
700	410	810	990	1210	1400	830	480	950	1170	1440	1660
750	440	860	1060	1300	1500	880	510	1010	1240	1520	1760
800	450	920	1130	1380	1600	930	540	1070	1310	1610	1860
850	490	980	1200	1470	1700	980	570	1130	1380	1700	1960
900	520	1040	1270	1560	1800	1030	600	1180	1450	1780	2060
950	550	1090	1340	1640	1900	1080	630	1240	1520	1870	2160
1000	580	1150	1410	1730	2000	1130	660	1300	1590	1950	2260
1050	610	1210	1430	1820	2100	1180	680	1360	1660	2040	2360
1100	640	1270	1550	1900	2200	1230	710	1420	1730	2130	2460

соответствии с указаниями по устройству стыков растянутой арматуры внахлестку без сварки.

На участках балки, где нет рабочей арматуры, должна предусматриваться монтажная арматура из круглых стержней, соединяемая с рабочей арматурой перепуском на 200 *мм* с крюками.

Обрыв стержней и места отгибов должны в общем случае назначаться в соответствии с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил.

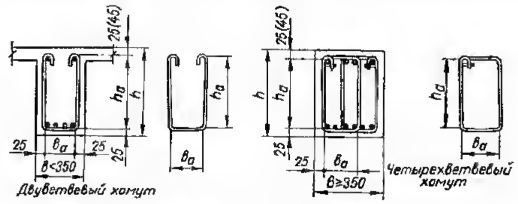


Рис. 9.30. К определению длин хомутов в вязаных каркасах.

Для определения длин отгибов во второстепенных и главных балках в соответствии с рис. 9.29 рекомендуется пользоваться табл. 9.6.

В соответствии с рис. 9.30 определяют длину хомутов:

открытых

$$l_{хом} = 2h_a + b_a + \Delta l;$$

закрытых

$$l_{хом} = 2(h_a + b_a) + \Delta l.$$

Ширину хомута b_a при четырехветвевых хомутах принимают по табл. 9.7.

Таблица 9.7. Ширина хомута b_a при четырехветвевых хомутах, *мм*

Ширина балки b, *мм*	Количество стержней в одном ряду					
	5	6	7	8	9	10
	Количество стержней между средними ветвями хомута					
	3	2	3	4	3	4
350	230	190	205	220	—	—
380	250	210	225	240	210	—
400	270	225	240	255	225	240
450	—	250	270	295	255	270
500	—	—	310	330	290	280

Добавку на два крюка Δl принимают при диаметре охватываемого хомутом стержня $10 \leqslant d \leqslant 25$ *мм* и $28 \leqslant d \leqslant 40$ *мм* соответственно 150 и 200 *мм*.

ЛИТЕРАТУРА
ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ ПЛИТ И БАЛОК

Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.

Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. М., Госстройиздат, 1961.

Кальницкий А. А. К расчету неравнопролетных железобетонных балок с учетом перераспределения усилий. «Бетон и железобетон», 1966, № 12.

Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1964.

Руководство по проектированию железобетонных конструкций (без предварительного напряжения). М., Стройиздат, 1958.

СТОЙКИ

Общие указания

Поперечное сечение стоек принимается преимущественно прямоугольным, развитым в плоскости действия изгибающих моментов (рис. 9.31).

Использование двутавровых сечений для уменьшения расхода бетона и снижения общей стоимости стоек, как показала практика применения, не оказалось целесообразным. Двутавровые стойки требуют сложных арматурных каркасов, менее технологичны, чем прямоугольные, с точки зрения установки закладных деталей, крепления к ним стеновых панелей и бетонирования.

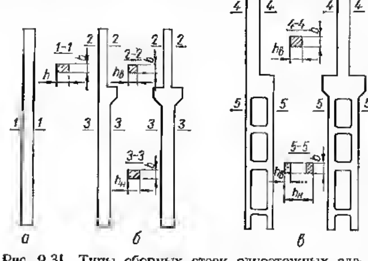


Рис. 9.31. Типы сборных стоек одноэтажных зданий:
а — прямоугольного сечения; б — ступенчатые прямоугольного сечения; в — ступенчатые двуветвевые

При большой высоте и значительных нагрузках рекомендуется применение двуветвевых стоек с ветвями прямоугольного сечения (см. рис. 9.31, в). Ветви таких стоек по высоте через 2—3 м соединяют между собой короткими горизонтальными ригелями (безраскосная система). Двуветвевые стойки с треугольной решеткой в связи со сложностью их изготовления не применяют.

Просветы между ветвями и ригелями в безраскосных стойках используют для пропуска различных коммуникаций.

Размеры сечений стоек должны во всех случаях приниматься такими, чтобы их гибкость $\frac{l_0}{r}$ в любом направлении не превышала 139.

Размеры стоек прямоугольного сечения рекомендуют принимать такими, чтобы отношение расчетной длины стойки к размеру ее поперечного сечения в соответствующем направлении было не более 30.

В промышленных зданиях с мостовыми кранами высоту сечения подкрановой части стойки обычно принимают в пределах $^1/_{10} \div {}^1/_{14}$ высоты подкрановой части стойки.

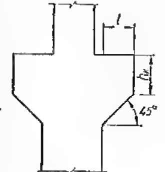


Рис. 9.32. К назначению размеров консолей стоек.

Типы и размеры сборных стоек зданий выбирают в соответствии с номенклатурой и типоразмерами унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций. Для одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами при пролетах до 24 м, грузоподъемности кранов до 30 т включительно и высоте от пола до головки кранового рельса 10 м рекомендуется применять стойки прямоугольного сплошного сечения; при пролетах 30 м или при высоте от пола до головки рельса более 10 м, а также кранах грузоподъемностью более 30 т — двуветвевые стойки.

Для уменьшения числа типоразмеров монолитных стоек ширину и высоту прямоугольных сечений следует принимать кратными 100, 200 и 300 мм для размеров соответственно до 600 мм, более 600 и более 1200.

С целью унификации сечения стоек под различные нагрузки рекомендуется принимать одинаковыми, изменяя несущую способность за счет различного армирования в допустимых пределах и повышения проектной марки бетона на одну ступень. При этом следует исходить из условия, что принятые размеры сечения должны быть оптимальными для возможно большего количества унифицируемых стоек. Размеры и форму коротких консолей

в стойках для унификации опалубочных форм и арматурных каркасов рекомендуется назначать следующими (рис. 9.32): вылет l, измеряемый от грани нижней части стойки,— не менее 200 *мм* и кратным 50 *мм* до 400 *мм*, а далее кратным 100 *мм*; высоту свободного края $h_к$ — не менее 200 *мм* и далее кратной 100 *мм*; ширину — равной ширине сечения стойки; угол наклона скоса — 45°.

В сборных стойках не следует устраивать консоли в двух плоскостях; наличие выступов из основной плоскости лишает возможности использования гладких поддонов опалубки и механизированного заглаживания свободной поверхности бетона.

Для передачи на стойки через консоли местной нагрузки от площадок и оборудования рекомендуется предусматривать закладные детали для приваривания к ним стальных опорных столиков.

Расчет стоек

Расчет стоек рекомендуется производить: постоянного сечения — по табл. 14.2, 14.3; ступенчатых одноветвевых стоек с верхней шарнирно неподвижной опорой и нижней защемленной — по табл. 16.1—16.12; ступенчатых одноветвевых стоек с защемленными опорами — по табл. 16.14—16.19.

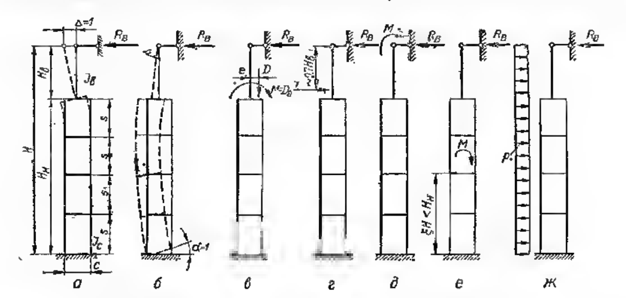


Рис. 9.33. Схемы воздействий и нагрузок на двуветвевую стойку:

а — горизонтальное смещение конца стойки на Δ = 1; *б* — поворот заделки стойки на угол α = 1; *в* — кранового момента M; *г* — тормозной силы T; *д* — момента M, приложенного к верху стойки; *е* — момента M, приложенного в пределах подкрановой части стойки; *ж* — горизонтальной равномерно распределенной нагрузки p

Двуветвевые безраскосные стойки рассчитывают как рамные стержни, расчетной схемой которых является однопролетная многоэтажная рама. Расчет такой рамы следует производить с учетом деформаций стержней от изгибающих моментов и продольных сил. Поскольку жесткость коротких ригелей в двуветвевых стойках существенно превышает жесткость ветвей, то деформациями ригелей в расчете пренебрегают, считая их бесконечно жесткими.

Горизонтальные реакции R_B в верхней шарнирно неподвижной опоре двуветвевой стойки (рис. 9.33) от различных воздействий и нагрузок рекомендуется определять по формулам, полученным Э. Е. Сигаловым:

от горизонтального смещения конца стойки на Δ = 1 (см. рис. 9.33, *а*)

$$R_B = \frac{3EI_н}{H^3(1+k+k_1)}; \tag{9.21}$$

от поворота заделки стойки на угол α = 1 (см. рис. 9.33, *б*)

$$R_B = \frac{3EI_н}{H^2(1+k+k_1)}; \tag{9.22}$$

от действия кранового момента M (см. рис. 9.33, *в*)

$$R_B = \frac{3M(1-\lambda^2)}{2H(1+k+k_1)}; \qquad (9.23)$$

от действия тормозной силы T (см. рис. 9.33, *г*)

$$R_B = \frac{T(1-\lambda+k_1)}{1+k+k_1}; \qquad (9.24)$$

от действия момента M, приложенного к верху стойки (см. рис. 9.33, *д*)

$$R_B = \frac{3M\left(1+\frac{k}{\lambda}\right)}{2H(1+k+k_1)}; \qquad (9.25)$$

от действия момента M, приложенного на расстоянии $\xi H < H_н$ от заделки (см. рис. 9.33, *е*)

$$R_B = \frac{3M\xi(1-\xi)}{2H(1+k+k_1)}; \qquad (9.26)$$

от действия горизонтальной нагрузки p, равномерно распределенной по всей высоте стойки (см. рис. 9.33, *ж*)

$$R_B = \frac{3pH[1+\lambda k+1{,}33(1+\lambda)k_1]}{8(1+k+k_1)}, \qquad (9.27)$$

где

$$\lambda = \frac{H_в}{H}; \qquad (9.28)$$

$$I_н = \frac{F_c c^2}{2}; \qquad (9.29)$$

$$k = \lambda^3\left(\frac{I_н}{I_в}-1\right); \qquad (9.30)$$

$$k_1 = \frac{(1-\lambda^3)I_н}{8n^2 I_c}. \qquad (9.31)$$

В формулах (9.21) — (9.30):

H, $H_н$, $H_в$ — высоты стойки соответственно общая, подкрановой и надкрановой частей;

$I_в$, I_c — моменты инерции сечений стойки соответственно надкрановой части и ветви подкрановой части;

F_c — площадь сечения ветви стойки;

c — расстояние между осями ветвей стойки;

n — количество панелей в подкрановой части двуветвевой стойки.

Определение реакции R_B в двуветвевых стойках можно производить также по формулам, приведенным в табл. 16.13.

Расчет одно- и двуветвевых стоек, входящих в состав рамного каркаса здания, производится в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 315.

Усилия M, N, Q в сечениях двуветвевых стоек определяют так же, как в одноветвевых, относительно геометрической оси стойки, рассматривая ее как консоль, загруженную внешней нагрузкой и соответствующей горизонтальной реакцией в верхнем конце стойки.

Продольные усилия и изгибающий момент в ветвях стойки определяются по формулам (рис. 9.34)

$$N_c = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{c}; \qquad (9.32)$$

$$M_c = \frac{Qs}{4}. \qquad (9.33)$$

Изгибающий момент и поперечную силу в ригелях стоек определяют по формулам (рис. 9.34)

$$M_р = \frac{Qs}{2};\qquad (9.34)$$

$$Q_р = \frac{Qs}{c}.\qquad (9.35)$$

В формулах (9.32) — (9.35):

N, M, Q — расчетные усилия от нагрузок, вычисленные относительно геометрической оси двуветвевой стойки;

η — коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба, определяемый по формуле (4.86);

c, s — расстояния между осями соответственно ветвей и ригелей двуветвевой стойки.

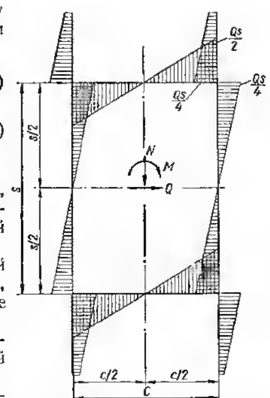


Рис. 9.34. К определению усилий в ветвях и ригеле двуветвевой стойки.

Сечения ветвей двуветвевой стойки подбирают в зависимости от знака продольного усилия — на внецентренное сжатие или внецентренное растяжение.

Если во внецентренно растянутой ветви главные растягивающие напряжения превосходят $R_р$, то усилия в двуветвевых стойках следует определять с учетом возможности образования трещин в растянутой ветви. В этом случае допускается образование пластических шарниров в месте примыкания ригелей к сжатой ветви и передаче всей поперечной силы в данном сечении стойки только на сжатую ветвь.

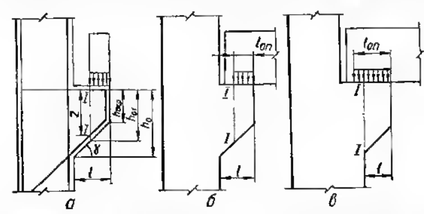


Рис. 9.35. Расположение расчетных сечений, принимаемых при определении размеров сечения коротких консолей:

а — при фиксированной площадке опирания примыкающего элемента; *б*, *в* — при отсутствии фиксированной площадки опирания соответственно при $l \geq l_{оп}$ и при $l < l_{оп}$

Высота сечения коротких консолей ($l \leqslant 0{,}9h_0$) в стойках, поддерживающих балки, фермы и т. п. (рис. 9.35) определяется из условия

$$Q \leqslant mR_рbh_{01} + \frac{M}{z}\,\mathrm{tg}\,\gamma,\qquad (9.36)$$

где b, h_{01}, M — ширина, рабочая высота и момент в вертикальном сечении *I—I*, проходящем через ближайший к колонне край площадки, передающей нагрузку на консоль;

z — плечо внутренней пары в сечении *I—I*; допускается принимать $z = 0{,}9\,h_{01}$;

γ — угол наклона сжатой грани консоли к горизонтали;

m — коэффициент, учитывающий условия работы консоли.

Коэффициент m принимается равным: 1,6 для консолей, поддерживающих подкрановые балки в цехах с обычными мостовыми кранами тяжелого и среднего режима работы; 2,2 — в цехах с кранами легкого режима работы и в консолях, несущих статическую нагрузку; 1,0 — в цехах со

Таблица 9.8. **Значение t для определения минимальных размеров коротких консолей**

$\frac{b_б}{b}$	Марка бетона		
	200	300	400
1,0	3,3	3,1	3,0
0,8	3,7	3,5	3,3
0,7	4,2	3,8	3,6
0,6	5,1	4,4	4,0

специальными кранами тяжелого режима работы (с жестким подвесом, магнитных и т. п.).

Среднее напряжение на смятие на площадке передачи нагрузки на консоль не должно превышать $R_{пр}$.

Угол γ у сжатой грани консоли не должен превышать 45°. Высота сечения консоли $h_{кр}$ должна быть не менее $^1/_3$ высоты сечения консоли h в месте примыкания ее к колонне (см. рис. 9.35, *а*).

У коротких консолей, несущих подкрановые балки под специальные краны тяжелого режима работы, рекомендуется осуществлять плавное примыкание нижней грани консоли к колонне по кривой на участке не менее $^1/_3$ длины наклонной грани или устраивать вут.

При определении минимальных размеров поперечного сечения консолей, на которые шарнирно опираются сборные балки, идущие вдоль вылета консоли, при отсутствии специальных выступающих закладных деталей, фиксирующих площадку опирания (см. рис. 9.35, *б*), принимается, что балка опирается на площадку длиной $l_{оп} = \frac{Q}{b_б R_{пр}}$ ($b_б$ — ширина площадки опирания балки на консоль). Нагрузка на консоль при этом принимается распределенной равномерно по длине площадки опирания $l_{оп}$.

Для таких консолей с углом $\gamma = 45°$ и $l > l_{оп}$ минимальные размеры принимают из условия

$$\frac{Q}{R_р b h_{0кр}} \leqslant t,$$

где $h_{0кр}$ — рабочая высота сечения консоли по свободному краю;

t — коэффициент, определяемый по табл. 9.8.

Во всех случаях, когда вылет консоли l меньше длины площадки опирания $l_{оп}$ (см. рис. 9.35, *в*), минимальные размеры консоли определяют для сечения, примыкающего к колонне; при этом в формуле (9.35) учитывается нагрузка на консоль, находящаяся только в пределах вылета консоли, с учетом возможного неблагоприятного смещения нагрузки вследствие неточности монтажа.

Если стыки балок с колоннами надежно замоноличены и арматура балок сваркой соединена с арматурой колонн (жесткие рамные узлы), минимальные размеры консолей определяют для сечения, проходящего через торец балки, принимая равномерное ее опирание по длине от конца консоли до торца балки. При этом величину опорного давления от нагрузки, передающейся на консоль после замоноличивания, разрешается уменьшать на 25%.

В коротких консолях, примыкающих к колоннам или к другим элементам большей высоты, выступающим за сжатую грань консоли не менее чем на половину высоты консоли в месте ее примыкания к колонне, сечение продольной арматуры подбирается по изгибающему моменту, действующему по грани примыкания консоли к колонне, увеличенному на 25%. В остальных случаях, а также если консоль является продолжением свободно лежащей на опоре балки или плиты, сечение продольной арматуры подбирается по моменту, действующему по оси опоры, увеличенному на 25%. Продольная арматура соответствующего сечения должна быть доведена до грани консоли.

При опирании сборных балок, идущих вдоль вылета консоли при отсутствии закладных частей, фиксирующих площадку опирания, изгибающий момент в консоли определяют по формуле

$$M = 1{,}25Q\left(l - \frac{Q}{2R_{пр}b_б}\right). \qquad (9.37)$$

При этом, если $l < l_{оп} = \frac{Q}{R_{пр} b_б}$, учитывается нагрузка Q, находящаяся в пределах вылета консоли l.

В коротких консолях в качестве расчетной поперечной арматуры учитываются наклонные хомуты и отгибы. При $h \leqslant 2,5c_1$ (рис. 9.36, *а*) короткие консоли рекомендуется армировать наклонными хомутами. При $h > 2,5c_1$

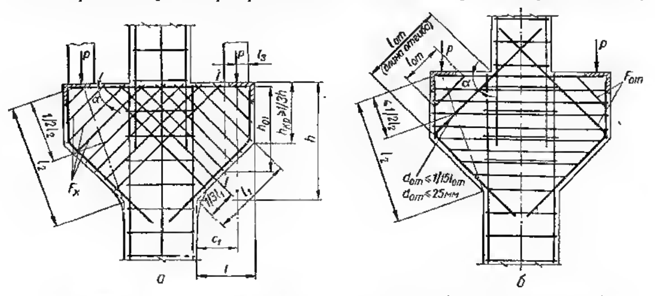


Рис. 9.36. Армирование коротких консолей $\left(d_{0т} \leqslant \frac{1}{15} l_{0т},\ d_{0т} \leqslant 25\ мм\right)$:

а — наклонными хомутами; *б* — отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами.

консоли армируются отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами (см. рис. 9.36, *б*).

При $h > 3,5c_1$ и $P \leqslant R_р b h_{01}$ (где P — расчетная нагрузка на консоль) отогнутые стержни допускается не ставить.

Суммарное сечение отгибов и наклонных хомутов, пересекающих верхнюю половину наклонной линии (l_2 на рис. 9.36, *б*), идущей от груза к углу примыкания нижней грани консоли к колонне, должна быть не менее $0,002\ bh_0$ и не менее

$$f_0 = \frac{Q - \dfrac{0,15 R_и b h_0^2}{c_2}}{R_а \sin\alpha}, \tag{9.38}$$

где $c_2 = c_1 + 0,3\,h_0$ (если консоль является продолжением балки или плиты, то c_2 принимается равным расстоянию от оси груза до оси опоры);

c_1 — расстояние от оси груза до ближайшей грани колонны у низа консоли;

α — угол наклона отогнутых стержней или наклонных хомутов к горизонтали;

h_0 — рабочая высота консоли в сечении примыкания ее к колонне.

Конструирование стоек

В центрально и внецентренно сжатых стойках площадь сечения продольной арматуры должна быть не менее указанной в табл. 8.1 и, как правило, не более 3% полной площади сечения бетона.

Диаметр продольных рабочих стержней в стойках монолитных конструкций должен быть не менее 12 *мм* и, как правило, не более 40 *мм*; для особо мощных стоек при проектной марке бетона выше 200 можно применять стержни бо́льших диаметров; в стойках с меньшей стороной $b \geqslant 250$ *мм* диаметр продольных стержней рекомендуется принимать не менее 16 *мм*.

Во внецентренно сжатых стойках у граней, перпендикулярных к плоскости изгиба, а также у каждой грани центрально сжатых стоек при

ширине этих граней до 400 *мм* допускается ставить по два рабочих стержня. При большей ширине тех же граней у каждой из них рабочие стержни должны ставиться на расстояниях, не превышающих 400 *мм* (рис. 9.37).

У граней стоек, параллельных плоскости изгиба, при размере этих граней более 500 *мм* следует ставить конструктивную продольную арматуру (если эта арматура не требуется по расчету) диаметром не менее 12 *мм* на расстояниях между ними не более 500 *мм* (см. рис. 9.37).

Поперечные стержни (хомуты) в стойках должны ставиться во всех

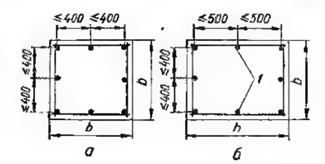


Рис. 9.37. Размещение продольной арматуры в центрально и внецентренно сжатых элементах:

а — сечение центрально сжатого элемента; *б* — сечение внецентренно сжатого элемента; *1* — дополнительные продольные стержни.

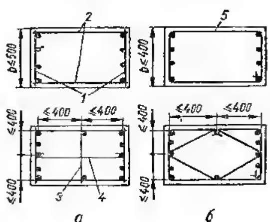


Рис. 9.38. Конструкция сварных и вязаных пространственных каркасов в центрально и внецентренно сжатых элементах при армировании каркасами:

а — сварными; *б* — вязаными; *1* — основные плоские сварные каркасы; *2* — соединительные стержни; *3* — промежуточный плоский сварной каркас; *4* — шпилька; *5* — хомут.

случаях на расстояниях не более 500 *мм*, на расстояниях не более $15d$ при вязаных и $20d$ при сварных каркасах (d — наименьший диаметр продольных сжатых стержней).

Если общее насыщение стойки продольной арматурой составляет более 3%, хомуты необходимо располагать на расстояниях не более $10d$ и приваривать к продольной арматуре.

При назначении расстояния между хомутами можно не принимать во внимание сжатые продольные стержни, не учитываемые в расчете, если их диаметр не более 12 *мм* и не превышает половины толщины защитного слоя бетона.

Конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от бокового выпучивания в любом направлении.

При армировании стоек вязаными пространственными каркасами конструкция хомутов должна быть такова, чтобы продольные стержни, по крайней мере через один, располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы — на расстояниях не более 400 *мм* по ширине грани элемента (рис. 9.38); при ширине грани не более 400 *мм* и числе продольных стержней не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (рис. 9.38).

Для охвата продольных стержней на концах вязаных хомутов должны быть предусмотрены крюки.

При армировании стоек плоскими сварными каркасами два крайних каркаса (расположенных у противоположных граней) должны быть соединены друг с другом для образования пространственного каркаса. Для этого у граней элемента, нормальных к плоскости каркасов, необходимо ставить поперечные стержни, привариваемые контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням каркасов, или шпильки, связывающие эти стержни; расстояния между приваренными поперечными стержнями должны быть не более $20d$, а между шпильками — $15d$, где d — наименьший диаметр продольных сжатых стержней.

Таблица 9.9. **Размеры хомутов стоек**

№ п.п	Число рабочих стержней на одной стороне сечения стойки	Размеры хомутов
1	Не более 4	$l_{хом1} = 2(h_a + b_a) + \Delta l$; $l_{хом2} = 2(h_a + b_a) + \Delta l$; $l_{хом3} = b_a + \Delta l$; $l_{хом4} = 2\left(\frac{2}{3} h_a + b_a\right) + \Delta l$, где Δl — добавка на два крюка по табл. 8.7
2	5	$l_{хом5} = 2(h_a + b_a) + \Delta l$; $l_{хом6} = 4l_1 + \Delta l$; $l_1 = \frac{1}{2}\sqrt{h_a^2 + b_a^2}$.
3	5	$l_{хом7} = 2\left(\frac{2}{3} h_a + b_a\right) + \Delta l$; $l_{хом8} = 2l_2 + \Delta l$; $l_2 = \frac{1}{6}\sqrt{4h_a^2 + 9b_a^2}$.

Значения l_1, *мм* (к п. 2)

Ширина стойки b, *мм*	Высота сечения стойки h, *мм* 450	500	550	600	650	700	750	800
350	250	270	290	310	340	360	380	400
400	270	290	310	330	360	370	390	410
450	280	300	320	340	360	380	400	430
500	300	320	340	360	380	400	420	440
550	320	340	360	370	390	410	430	450
600	340	360	370	390	410	430	450	470
650	360	360	390	410	430	440	460	480
700	380	400	410	430	440	460	480	600
760	400	420	430	450	460	480	500	510
800	420	440	450	470	480	500	510	530

Продолжение табл. 9.9.

№ п п	Число рабочих стержней на одной стороне сечения стойки	Размеры хомутов
		Значения l_2, мм (см. ниже)
4	Более 5	$l_{хом9} = 2(h_a + b_a) + \Delta l;$ $l_{хом10} = 4l_3 + 2b_c + \Delta l;$ $l_3 = \frac{1}{2}\sqrt{h_a^2 + (b_a - b_c)^2}$
5	Более 5	$l_{хом11} = 2\left(\frac{2}{3} h_a + b_a\right) + \Delta l;$ $l_{хом12} = 2l_4 + b_c + \Delta l;$ $l_4 = \frac{1}{6}\sqrt{4h_a^2 + 9(b_a - b_c)^2}$
6		$l_{хом13} = 2\left(\frac{3}{4} h_a + b_a\right) + \Delta l;$ $l_{хом14} = 2l_5 + b_c + \Delta l;$ $l_{хом15} = b_a + \Delta l;$ $l_5 = \frac{1}{4}\sqrt{h_a^2 + 4(b_a - b_c)^2}.$

Значения l_2, мм

Ширина стойки b, мм	Высота сечения стойки h, мм: 850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200
360	310	320	340	350	360	380	390	410
400	320	330	350	360	380	390	400	420
450	340	350	360	370	390	400	420	430
500	350	360	370	390	400	420	430	450
550	370	380	390	400	420	430	440	460
500	380	400	410	420	430	450	460	470
650	400	420	430	440	450	460	470	490
700	420	430	440	450	470	480	490	500
760	440	450	460	470	480	500	510	520
800	460	470	480	490	500	510	520	540

Продолжение табл. 9.9.

№ п.п	Число рабочих стержней на одной стороне сечения стойки	Размеры хомутов							
		Значения b_c, *мм*							
		Ширина стойки, *b*, *мм*	Количество стержней на каждой стороне сечения стойки						
			6	7	8	9	10	11	12
			Количество стержней на участке						
			2	3	4	3	4	5	4
	Более 5	400	90	—	—	—	—	—	—
		450	100	—	—	—	—	—	—
		500	120	160	—	—	—	—	—
		550	130	180	220	—	—	—	—
		600	200	205	250	150	—	—	—
		650	—	230	270	170	—	—	—
		700	—	250	300	185	230	—	—
		750	—	—	330	200	250	290	—
		800	—	—	350	215	270	310	215

Если поперечные стержни поставлены не по расчету, то допускается приваривать их контактной точечной сваркой к поперечным стержням плоских каркасов.

Если крайние плоские каркасы имеют промежуточные продольные стержни, то последние, по крайней мере, через один и не реже чем через 400 *мм* по ширине грани элемента, должны связываться с продольными стержнями, расположенными у противоположной грани, при помощи шпилек, устанавливаемых по длине элемента на тех же расстояниях, что и поперечные стержни плоских каркасов (рис. 9.38, *а*); допускается не ставить таких шпилек при ширине данной грани элемента не более 500 *мм*, если количество продольных стержней у этой грани не превышает четырех.

Рис. 9.40. Заделка двуветвевых стоек в фундамент:

а — типовое решение; *б* — при соединении ветвей понизу ригелем; *1* — ветвь стойки; *2* — ригель между ветвями; *3* — стакан фундамента; *4* — замоноличивание бетоном на мелком щебне

При больших размерах сечения элемента рекомендуется установка промежуточных плоских сварных каркасов (рис. 9.38, *а*).

Диаметр хомутов в вязаных каркасах центрально и внецентренно сжатых линейных элементов должен быть не менее 5 *мм* и не менее:

0,2*d* — при выполнении хомутов из обыкновенной арматурной проволоки диаметром 5 и 5,5 *мм* или из стали класса A-III;

0,25*d* — при выполнении хомутов из других видов арматуры, где *d* — наибольший диаметр продольных стержней.

При сварных каркасах диаметр поперечных стержней устанавливается по табл. 8.4.

При определении размеров хомутов рекомендуется пользоваться табл. 9.9.

Для стоек, несущих нагрузки от производственных кранов, рекомендуется применять вязаные арматурные каркасы.

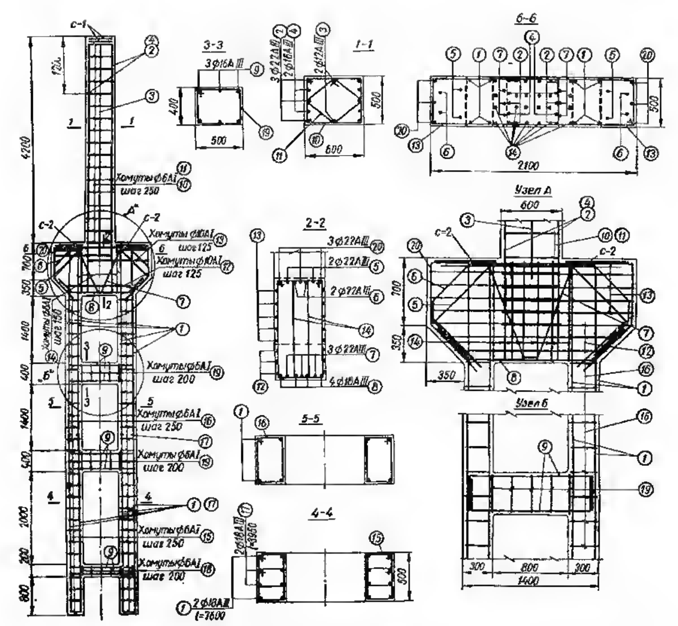


Рис. 9.39. Пример армирования средней двуветвевой стойки для здания с кранами грузоподъемностью 50 *т*.

Пример армирования монолитной стойки приведен на рис. 11.21, сборной ступенчатой прямоугольного сечения — на рис. 11.22.

Армирование сборной двуветвевой стойки показано на рис. 9.39.

Сборные стойки устанавливают в стакан фундамента.

Особое внимание должно быть обращено на заделку растянутой ветви двуветвевой стойки. В типовом решении стакан для обеих ветвей делают общим; на двух боковых поверхностях ветвей в местах их заделки в фундамент устраивают канавки треугольного или трапециевидного профиля для образования при замоноличивании бетонных шпонок (рис. 9.40, *а*); внутренняя поверхность стакана должна быть шероховатой.

Надежная заделка двуветвевой стойки в общем стакане может быть осуществлена более просто при соединении ветвей понизу ригелем (см. рис. 9.40, *б* стр. 285).

РАМЫ

Общие указания

Расчетная схема рамного каркаса должна возможно более точно отражать действительную работу сооружения при заданных воздействиях, деформативных свойствах грунтового основания и других факторах.

Все допущения, вводимые с целью упрощения расчетной схемы, должны являться результатом пренебрежения второстепенными факторами, мало влияющими на результаты расчета.

При назначении расчетной схемы рамы необходимо учитывать особенности компоновки здания и пространственный характер работы рамного каркаса. Например, при расчете рам каркасов многоэтажных зданий следует учитывать наличие горизонтальных (перекрытия) и вертикальных (стены лестничных клеток и торцовые стены) диафрагм, объединяющих рамы рассчитываемого каркаса в единый пространственный рамно-связевой блок (рис. 9.41, *а*). Горизонтальные диафрагмы, которые можно с достаточной точностью считать бесконечно жесткими в своей плоскости, распределяют горизонтальные нагрузки между рамами каркаса и вертикальными диафрагмами.

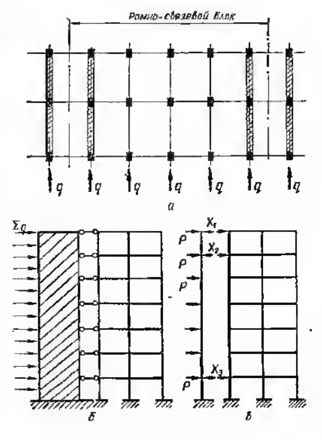


Рис. 9.41. К расчету рамно-связевого блока каркаса:

а — план; *б* — исходная расчетная схема; *в* — упрощенная расчетная схема.

Расчет на горизонтальные нагрузки рамно-связевого блока при большом числе этажей выполняют как плоской системы (см. рис. 9.41, *б*), состоящей из рамы-этажерки и консольной балки, связанных в уровнях ригелей абсолютно жесткими связями. Элементы рамы имеют жесткость, равную суммарной жесткости соответствующих элементов рам, входящих в состав блока, а жесткость консоли — сумме жесткостей вертикальных диафрагм.

Для расчета заданной системы целесообразно использовать метод сил, принимая в качестве лишних неизвестных усилия в связях между рамой и балкой. При этом, как показали исследования А. С. Калманок, решение задачи может быть значительно упрощено, если учитывать связи только в уровне двух верхних и нижнего ригелей (см. рис. 9.41, *в*). Усилиями в остальных связях можно пренебречь, так как они невелики.

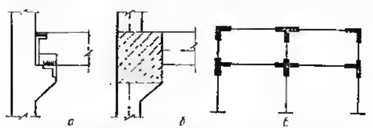


Рис. 9.42. Расчетные схемы сборных рам с узловыми вставками бесконечной жесткости:

а, *б* — конструкция и расчетная схема узла; *в* — расчетная схема рамы

При расчете многоэтажных рам, решаемых в сборных конструкциях с применением консолей, поддерживающих ригели (рис. 9.42, *а*), следует учитывать повышенную жесткость узлов рамы. Как показали исследования, проведенные Гипротисом, участок, заштрихованный на рис. 9.42, *б*, можно с достаточной для практических расчетов точностью считать бесконечно жестким. Тогда, в общем случае, рама оказывается состоящей из стержней (рис. 9.42, *в*) с приопорными участками бесконечной жесткости.

Рамные каркасы зданий при числе пролетов два и более при действии вертикальной нагрузки рассчитываются без учета смещений.

Ригели многопролетных рам при обычных величинах пролетов и нагрузок, а также при погонной жесткости ригеля, втрое большей суммарной, примыкающих к узлу стоек могут рассчитываться как неразрезные балки на шарнирных опорах с упругой заделкой их в крайние стойки.

При отношении суммарных погонных жесткостей примыкающих стоек к погонным жесткостям соответственных ригелей, равном шести и более, ригели рассчитываются как балки с полностью защемленными опорами.

Для сокращения расчетной работы разрешается:

а) если разница между величинами пролетов не более 10%, принимать для расчета равнопролетную схему со средней величиной пролета;

б) при уклоне не более $^1/_8$ наклонные ломаные ригели считать горизонтальными и высоту этажа принимать равной средней высоте соседних стоек;

в) перемещать нагрузки к опоре или к середине пролета на величину не более $0{,}05l$, где l — расчетный пролет конструкции, если этим достигается упрощающая расчет симметрия;

г) заменять в статическом расчете второстепенные сосредоточенные нагрузки увеличением основной сосредоточенной нагрузки с тем, чтобы сумма всех нагрузок осталась прежней, и при условии, что второстепенные нагрузки в сумме составляют не более 10% от основной;

д) в рамных конструкциях, в которых нагрузка на ригели передается через продольные балки, включать вес ригеля в величину сосредоточенной нагрузки от продольных балок.

Одновременное изменение величин пролетов и нагрузок не допускается, если это ведет в обоих случаях к уменьшению или увеличению расчетного усилия.

Конструирование рам выполняется для действительных пролетов с учетом фактического расположения нагрузки.

Статический расчет рам

Расчет рамной конструкции состоит из трех этапов:

а) ориентировочного назначения сечений элементов рамы для определения собственного веса;

б) предварительного расчета для уточнения размеров сечений и определения жесткостей элементов рамы;

в) статического расчета для окончательного подбора сечений элементов и конструирования элементов рамы.

Таблица 9.10. **Ориентировочные значения высоты поперечного сечения ригеля в долях от пролета рамы**

Форма ригеля	Рамы	
	однопролетные	многопролетные
Прямолинейная	$\left(\frac{1}{10}-\frac{1}{12}\right)l$	$\left(\frac{1}{12}-\frac{1}{16}\right)l$
Ломаная:		
без затяжки	$\left(\frac{1}{12}-\frac{1}{16}\right)l$	$\left(\frac{1}{12}-\frac{1}{18}\right)l$
с затяжкой	$\left(\frac{1}{16}-\frac{1}{20}\right)l$	$\left(\frac{1}{16}-\frac{1}{24}\right)l$
Криволинейная:		
без затяжки	$\left(\frac{1}{18}-\frac{1}{24}\right)l$	$\left(\frac{1}{18}-\frac{1}{30}\right)l$
с затяжкой	$\left(\frac{1}{30}-\frac{1}{35}\right)l$	$\left(\frac{1}{30}-\frac{1}{40}\right)l$

Ориентировочные значения высоты поперечного сечения ригеля в пролете приведены в табл. 9.10.

Ширина поперечного сечения ригеля принимается равной $^1/_3$—$^1/_2$ высоты. В сборных и монолитных тонкостенных конструкциях толщина ригеля может составлять до $^1/_{15}$ высоты поперечного сечения.

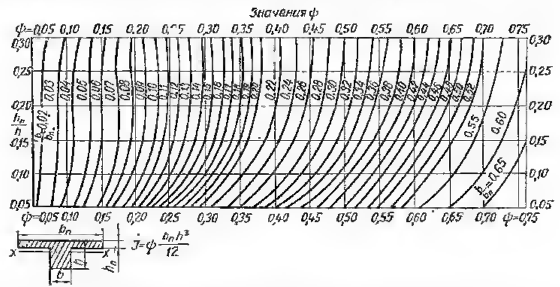


Рис. 9.43. График для определения моментов инерции тавровых сечений.

Высота поперечного сечения крайних стоек одноэтажных рам назначается равной 0,6, а средних — 0,5 от высоты поперечного сечения ригеля, примыкающего к стойке. Ширину поперечного сечения стоек предпочтительно принимать равной ширине поперечного сечения ригелей (в многоэтажных рамах это требование не соблюдается).

Предварительный расчет прямолинейных ригелей (назначение сечения в пролете) можно производить по изгибающему моменту, равному (0,6—0,8) M_0, где M_0 — момент в свободно лежащей балке такого же пролета, как ригель. В многопролетных рамах для определения изгибающих моментов в ригелях возможна также замена рамы многопролетной неразрезной балкой.

Предварительный расчет стоек можно производить по продольной силе, определяемой в предположении разрезности ригелей рамы.

При определении жесткостей ригелей рамных конструкций плиты покрытий и перекрытий вводят в расчет независимо от соотношения между толщиной плиты и высотой поперечного сечения ригеля. За расчетную ширину таврового сечения принимают расстояние между осями примыкающих к ригелю пролетов.

На рис. 9.43 и 9.44 приведены графики для определения моментов инерции и центров тяжести тавровых сечений.

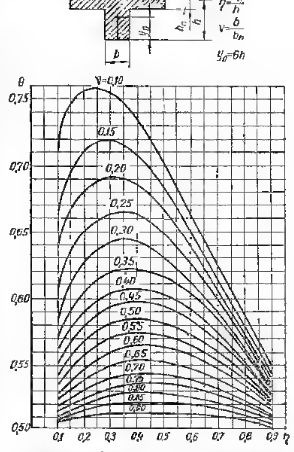


Рис. 9.44. График для определения положения центров тяжести тавровых сечений.

В окончательном статическом расчете рамной конструкции должны быть определены действительные усилия в сечениях рамы при наиболее невыгодных комбинациях возможных воздействий для основного, дополнительного и особого сочетания расчетных нагрузок.

При подборе сечений элементов рамной конструкции необходимо для каждого расчетного сочетания нагрузок определить следующие комбинации усилий.

Для сечений прямолинейных ригелей:

а) наибольший положительный изгибающий момент $M_{макс}$ и соответствующую ему величину поперечной силы $Q_{соотв}$;

б) наибольший отрицательный изгибающий момент $M_{мин}$ и соответствующую ему величину поперечной силы $Q_{соотв}$;

в) наибольшую поперечную силу $Q_{макс}$.

Для сечений стоек и криволинейных ригелей:

а) наибольший положительный изгибающий момент $M_{макс}$ и соответствующую ему величину продольной силы $N_{соотв}$;

б) наибольший отрицательный изгибающий момент $M_{мин}$ и соответствующую ему величину продольной силы $N_{соотв}$;

в) наибольшую продольную силу $N_{макс}$ и соответствующую ей величину изгибающего момента $M_{соотв}$.

Для нижних сечений стоек определяют и величину поперечной силы ($Q_{соотв}$), необходимую для расчета фундамента.

При определении расчетных комбинаций усилий следует выделять усилия, вызываемые длительно действующими нагрузками.

Расчетные комбинации усилий удобно определять в табличной форме (см. раздел II).

Отклонение от предварительно принятых соотношений моментов инерции элементов рамы допускается не более чем в 2 раза. В случае большего расхождения необходим пересчет рамы.

Окончательный статический расчет рам следует производить способами, позволяющими получить решение с наименьшим возможным количеством вычислений и гарантирующими достаточную для практических целей точность результатов.

При выполнении расчетов рам следует использовать современные средства вычислительной техники и в первую очередь электронные цифровые вычислительные машины (ЭЦВМ). Применение ЭЦВМ позволяет в зависимости от типа используемой программы автоматизировать все или основные этапы статического расчета. При этом работа инженера-расчетчика сводится к подготовке исходных данных, содержащих необходимые сведения о геометрии и структуре рассчитываемой системы, жесткостях ее элементов и внешних нагрузках.

В результате расчета на ЭЦВМ могут быть получены окончательные значения внутренних усилий в элементах рамы или (в некоторых программах) расчетные комбинации внутренних усилий от невыгоднейшего расположения временных нагрузок.

Краткий перечень программ для расчета рамных систем на ЭЦВМ, изданных в «Отраслевом фонде алгоритмов и программ» института Гипротис и некоторых других, приведен в табл. 9.11.

Весьма эффективны при расчете многоэтажных рам специализированные электромоделирующие машины типа ЭМСС-7, ЭМСС-7М и «Альфа», действие которых основано на аналогии уравнений строительной механики с уравнениями электрических цепей. Электромоделирующие машины позволяют достаточно просто определить узловые изгибающие моменты в рамах с высокой степенью статической неопределимости.

В случаях, когда нецелесообразно или невозможно использовать цифровые электронные или моделирующие машины, расчет следует выполнять, пользуясь приведенными ниже рекомендациями. При этом могут быть успешно использованы настольные клавишные вычислительные машины.

В разделе III приводятся формулы и таблицы, позволяющие получить точное решение для большого количества схем простых рам и приближенное для многоэтажных и многопролетных с равными пролетами на вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Таблица 9.11. **Программы для расчета рамных систем на ЭЦВМ**

Шифр «Отраслевого фонда алгоритмов и программ» института Гипротис	Наименование программы
	ЭЦВМ «Промінь»
1—16	Определение частот собственных горизонтальных колебаний многоэтажных рам с числом этажей до 14
1—17	Определение единичных горизонтальных перемещений многоэтажных рам с числом этажей до 18
1—22	Расчет на горизонтальную нагрузку одноэтажных многопролетных рам с шарнирным прикреплением ригелей
1—5	Расчет статически неопределимых систем методом сил
	ЭЦВМ «НАИРИ»
*	Расчет плоских стержневых систем Статика и динамика. (Н—59)
	ЭЦВМ БЭСМ-2М
1—50	Инструкция по подготовке исходных данных для расчета многоэтажных многопролетных рам по программе СИДР-3
1—70	Статический и динамический расчет многоэтажных рам (СИДР-3М).
1—73	Расчет одноконтурных рам на упругом основании
1—29	Определение частот и форм собственных колебаний стержневых систем.
1—64	Автоматический расчет плоских стержневых систем (МАРСС-200)
	ЭЦВМ «Минск-2»
1—57	Расчет плоских многоэтажных многопролетных рам на статические нагрузки
1—58	Расчет плоских многопролетных многоэтажных рам на динамические нагрузки
1—59	Определение расчетных комбинаций усилий (РК-2)
1—88	Расчет рамных конструкций методом деформаций. (КАРРА-1)
1—43	Расчет плоских стержневых систем (СМ-4МИ)
1—45	Инструкция по подготовке исходных данных для расчета статически неопределимых систем по программе СМ-4МИ
1—55	Определение усилий в элементах стержневых систем от различных комбинаций нагрузок
1—83	Комплекс стандартных программ по расчету стержневых систем на динамические воздействия ЭЦВМ «Минск-22»
1—97	Инструкция по подготовке исходных данных для статического и динамического расчета многоэтажных рам по программе СИДР-11
1—100	Статический и динамический расчет многоэтажных рам (СИДР-11)
1—95	Расчет плоских и пространственных стержневых систем (МАРСС—103)
1—96	Инструкция по подготовке исходных данных для расчета плоских и пространственных стержневых систем по программе МАРСС-103
1—98	Инструкция к системе автоматизации расчетов стержневых конструкций СМ-5
1—99	Система автоматизации расчетов стержневых конструкций (СМ-5)
*	Расчет плоских стержневых систем. Статика и динамика (М-59)
**	Расчет пространственных стержневых систем (ЭКСПРЕСС-2)
**	Расчет пространственных стержневых систем с односторонними связями (ЭКСПРЕСС-3)
***	Расчет пространственных стержневых систем (Дракон)

Примечания: * программы разработаны институтом КиевЗНИИЭП.
** программы разработаны институтом УкрНИИпроект.
*** программа разработана институтом Укрпроектстальконструкция.

При расчете железобетонных рамных каркасов рекомендуется учитывать возможное образование трещин и развитие неупругих деформаций. Образование трещин и развитие неупругих деформаций приводят к снижению жесткости наиболее нагруженных элементов рамы и перераспределению усилий по сравнению с результатами расчета по упругой схеме. Особенно существенно сказывается учет неупругих деформаций при расчете рам на вынужденные деформации — осадку опор, температурные воздействия и т. п. В этих случаях действующие в конструкции усилия прямо пропорциональны ее жесткости. Поэтому учет действительных

условий работы конструкции и снижения жесткости ее элементов вследствие развития неупругих деформаций позволяют уменьшить расчетные усилия и запроектировать конструкцию более экономично.

Расчет рамных каркасов с учетом развития неупругих деформаций рекомендуется выполнять методом последовательных приближений или шаговыми методами. Все эти методы, являющиеся разновидностями метода упругих решений, базируются на многократном расчете заданной конструкции как упругой системы, жесткости элементов которой уточняются на основании результатов предыдущего расчетного цикла. Такой подход при постоянном уровне нагрузки эквивалентен последовательному уточнению жесткостей элементов рамы в зависимости от действующих в ней усилий. При задании последовательно возрастающих порций нагрузки (метод последовательных нагружений) жесткостные характеристики сечений при данном уровне нагрузки вычисляются по значениям усилий, найденным на предыдущем более низком уровне нагрузки. Таким путем удается промоделировать расчетом весь процесс нагружения конструкции.

Во всех методах расчета рамных систем в неупругой стадии в качестве начального приближения принимаются результаты расчета рамы по упругой схеме.

При пластическом разрушении рамных конструкций происходит дальнейшее перераспределение внутренних усилий в процессе последовательного образования пластических шарниров. Этот процесс завершается превращением системы в механизм в момент, когда число пластических шарниров на один превысит степень статической неопределимости заданной системы.

Определение несущей способности рамных конструкций рекомендуется выполнять на ЭВМ методами предельного равновесия, развитого в работах А. А. Гвоздева, А. Р. Ржаницына, А. А. Чираса и др., с использованием аппарата математического программирования. Такой подход позволяет решить задачу о несущей способности железобетонной конструкции аналитически, не прибегая к экспериментальному определению схемы ее разрушения.

Расчет рамных конструкций за пределами упругости и в стадии предельного равновесия связан со значительными трудностями и практически возможен только с использованием ЭВМ.

Ниже мы рассмотрим кратко основные методы расчета рамных каркасов в упругой стадии.

Для расчета многопролетных и многоэтажных рам с неравными пролетами и разными жесткостями стоек в пределах одного этажа рекомендуется метод последовательных приближений.

Для расчета сложных рам, не имеющих готового решения, и при невозможности эффективного использования приближенных решений могут быть применены метод сил или перемещений или смешанный метод. При этом для уменьшения количества уравнений рекомендуется принимать в качестве основных систем статически неопределимые рамы, получаемые путем расчленения заданной рамы на ряд более простых, имеющих готовые решения.

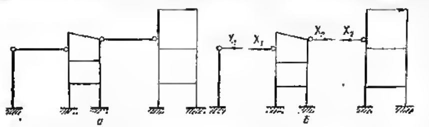


Рис. 9.45. Рамный поперечник здания системы: *а* — заданной; *б* — основной

Так, например, для расчета рамного поперечника здания, показанного на рис. 9.45, *а*, целесообразно применить метод сил, приняв основную систему по рис. 9.45, *б*.

Расчет входящих в основную систему статически неопределимых эта-

жерок может быть легко выполнен методом последовательных приближений или с помощью таблиц.

Расчет рам методом сил и перемещений или смешанным методом может быть облегчен, если для вычисления коэффициентов канонических уравнений использовать приведенные в разделе III формулы и таблицы.

Система канонических уравнений метода сил:

$$\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + \cdots + X_n\delta_{1n} + \delta_{1P} &= 0; \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + \cdots + X_n\delta_{2n} + \delta_{2P} &= 0; \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + X_3\delta_{n3} + \cdots + X_n\delta_{nn} + \delta_{nP} &= 0. \end{aligned} \quad (9.39)$$

При этом $\delta_{ij} = \delta_{ji}$.

Здесь X_1, X_2, X_3, ..., X_n — неизвестные величины усилий в заданной системе от внешних воздействий в местах отброшенных связей. Неизвестные усилия X определяются из решения системы канонических уравнений.

Коэффициенты уравнений δ_{11}, δ_{12}, ..., δ_{nn} и δ_{1P}, δ_{2P}, ..., δ_{nP} представляют собой перемещения точек основной системы под воздействием единичных значений неизвестных усилий X и внешней нагрузки.

Для определения перемещений точек отдельных стержней основной системы рекомендуется пользоваться табл. 17.13.

Система канонических уравнений метода перемещений:

$$\begin{aligned} Z_1r_{11} + Z_2r_{12} + Z_3r_{13} + \cdots + Z_nr_{1n} + r_{1P} &= 0; \\ Z_1r_{21} + Z_2r_{22} + Z_3r_{23} + \cdots + Z_nr_{2n} + r_{2P} &= 0; \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ Z_1r_{n1} + Z_2r_{n2} + Z_3r_{n3} + \cdots + Z_nr_{nn} + r_{nP} &= 0. \end{aligned} \quad (9.40)$$

При этом $r_{ij} = r_{ji}$.

Здесь Z_1, Z_2, Z_3, ..., Z_n — неизвестные величины перемещений в местах дополнительных связей, введенных в заданную систему. Неизвестные перемещения Z определяют из решения системы канонических уравнений.

Коэффициенты r_{11}, r_{12}, r_{13}, ..., r_{nn} и r_{1P}, r_{2P} и r_{nP} представляют собой реактивные усилия в дополнительных связях, вызываемые единичными перемещениями связей и внешней нагрузкой.

Для вычисления значений коэффициентов r рекомендуется пользоваться формулами и таблицами раздела III.

Система канонических уравнений смешанного метода (для конкретности записи приводится система с тремя неизвестными):

$$\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + Z_3\delta'_{13} + \delta_{1P} &= 0; \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + Z_3\delta'_{23} + \delta_{2P} &= 0; \\ X_1r'_{31} + X_2r'_{32} + Z_3r_{33} + r_{3P} &= 0. \end{aligned} \quad (9.41)$$

Неизвестные X и Z и коэффициенты δ и r обозначают то же, что и в уравнениях методов сил и перемещений.

Коэффициенты δ'_{13} и δ'_{23} представляют собой перемещения, вызванные единичным перемещением $Z_3 = 1$.

Коэффициенты r'_{31} и r'_{32} представляют собой реактивные усилия, вызванные единичными усилиями $X_1 = 1$ и $X_2 = 1$.

В силу взаимности $\delta'_{13} = -r'_{31}$, $\delta'_{23} = -r'_{32}$, что облегчает вычисление коэффициентов.

Для вычисления коэффициентов уравнений смешанного метода, так же как и для вычисления коэффициентов уравнений методов сил и перемещений, рекомендуется пользоваться формулами и таблицами, приведенными в разделе III.

РАСЧЕТ МНОГОЭТАЖНЫХ РАМ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ СТОЙКАМИ МЕТОДОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНЫХ ПРИБЛИЖЕНИЙ

Под воздействием произвольной внешней нагрузки узлы рамы с вертикальными стойками поворачиваются и смещаются в горизонтальном направлении.

Расчет рам на произвольную нагрузку методом последовательных приближений рекомендуется производить в два этапа.

В первом этапе производится расчет рамы с несмещающимися узлами (несвободная рама). Для этого в заданную систему (рис. 9.46, *а*) вводят дополнительные связи, препятствующие линейным смещениям узлов рамы (рис. 9.46, *б*).

Во втором этапе производится расчет заданной системы на горизонтальные силы (рис. 9.46, *в*), равные по величине, но обратные по знаку усилиям R в дополнительных связях, введенных в систему в первом этапе расчета.

Действительное решение для заданной системы получается суммированием результатов по первому и второму этапам расчетов.

Если горизонтальные усилия, возникающие в дополнительных связях при расчете по первому этапу, будут иметь практически незначительные

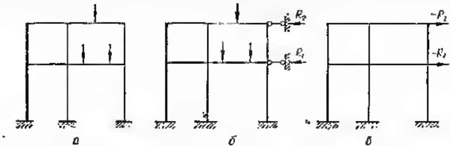


Рис. 9.46. Расчетные схемы рам систем:
а — заданной; *б*, *в* — соответственно в первом и втором этапе расчета;

величины, то расчет по второму этапу отпадает. В этом случае решение по первому этапу может считаться окончательным.

При действии на раму только горизонтальной узловой нагрузки необходимость в расчете по первому этапу отпадает; расчет выполняется только по второму.

Первый этап (расчет несвободной рамы). Введем во все узлы несвободной рамы, кроме опорных и шарнирных, моментные связи, препятствующие повороту узлов.

От местной нагрузки на концах стержней рамы возникают моменты защемления, воспринимаемые моментными связями. Для определения моментов защемления можно воспользоваться данными табл. 14.2—14.4.

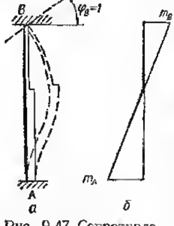


Рис. 9.47. Сопротивление стержня повороту:
а — схема деформации стержня; *б* — эпюра изгибающих моментов.

Алгебраическую сумму моментов защемления стержней, сходящихся в рассматриваемом узле рамы, будем называть неуравновешенным моментом. При этом положительными моментами будем считать моменты, вращающие узел по часовой стрелке.

При снятии моментной связи неуравновешенный момент распределяется между сходящимися в узле стержнями пропорционально их сопротивлению повороту.

Сопротивлением повороту конца B стержня AB (рис. 9.47) будем называть момент m_B, который требуется приложить к концу стержня B, чтобы вызвать его поворот на угол $\varphi_B = 1$.

При этом на другом конце стержня возникает момент m_A.

Отношение величины $m_A : m_B$ будем называть коэффициентом переноса n.

Формулы для определения сопротивлений концов стержней повороту и значения коэффициентов переноса для всех практически встречающихся схем приведены в табл. 9.12.

Таблица 9.12. **Сопротивление концов стержней повороту и коэффициенты переноса n**

Схема стержня	Эпюра моментов	m_B	m_A	$n = \frac{m_A}{m_B}$
		$4\frac{EI}{l}$	$2\frac{EI}{l}$	0,5
		$3\frac{EI}{l}$	0	0
		$k_{B5}\frac{EI_н}{l}$	$k_{A5}\frac{EI_н}{l}$	$\frac{k_{A5}}{k_{B5}}$
		$k_{A4}\frac{EI_н}{l}$	$k_{B4}\frac{EI_н}{l}$	$\frac{k_{B4}}{k_{A4}}$
		$k_9\frac{EI_н}{l}$	0	0
		M_B	M_A	$\frac{M_B}{M_A}$
		M_B	0	0

Примечания: 1. Коэффициенты k_{A5} и k_{B5} определяют по табл. 16. 18; k_{A4}, k_{B4} — по табл. 16. 17.; k_9 — по табл 16. 9.

2. Величину моментов M_A и M_B определяют по табл. 14. 3.

Таблица 9.13. **Распределение узловых моментов**

Узлы	A			B	
Стержни	1	2	3	2	4
Δ	Δ_{A1}	Δ_{A2}	Δ_{A3}	Δ_{B2}	Δ_{B4}
n	n_{A1}	n_{A2}	n_{A3}	n_{B2}	n_{B4}
Моменты защемления	$\overline{M}_{A1}$	—	$\overline{M}_{A3}$	—	—
» уравновешивающие	$M^{у}_{A1} = -\Delta_{A1}(\overline{M}_{A1} + \overline{M}_{A3})$	$M^{у}_{A2} = -\Delta_{A2}(\overline{M}_{A1} + \overline{M}_{A3})$	$M^{у}_{A3} = -\Delta_{A3}(\overline{M}_{A1} + \overline{M}_{A3})$		
» вторичные				$M^{вт} = n_{A2}M^{у}_{A2}$	
. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .
Окончательные значения моментов	ΣM_{A1}	ΣM_{A2}	ΣM_{A3}	ΣM_{B2}	ΣM_{B4}

Таким образом, на каждый стержень рассматриваемого узла приходится часть неуравновешенного момента, называемая уравновешивающим моментом и определяемая по формуле

$$M_i^{ур} = -M \frac{m_{Bi}}{\Sigma m_B}. \qquad (9.42)$$

Величина $\frac{m_{Bi}}{\Sigma m_B}$, равная отношению сопротивления повороту конца данного стержня к суммарному сопротивлению повороту всех стержней, сходящихся в узле, называется коэффициентом распределения Δ, т. е.

$$M_i^{ур} = -M\Delta, \qquad (9.43)$$

где

$$\Delta = \frac{m_{Bi}}{\Sigma m_B}. \qquad (9.44)$$

На противоположных концах стержней возникают вторичные моменты, определяемые как произведение уравновешивающего момента на соответствующий коэффициент переноса.

Сумма вторичных моментов на стержнях, сходящихся в узле, смежном с рассмотренным, является новым неуравновешенным моментом, и расчетный цикл повторяется. С каждым последующим циклом величины неуравновешенных моментов резко уменьшаются по абсолютной величине Обычно после второго или третьего цикла неуравновешенные моменты оказываются настолько малыми, что практически дальнейшее распределение узловых моментов не имеет смысла.

Окончательные значения изгибающих моментов на концах стержней рамы находятся суммированием всех моментов защемления, уравновешивающих и вторичных.

Для систематизации и упрощения расчета все вычисления, связанные с получением решения методом последовательных приближений, производятся в табличной форме (табл. 9.13). Сначала в табл. 9.13 записывают наименования узлов и сходящихся в этих узлах стержней, значения коэффициентов распределения и переноса. Затем записывают моменты защемления стержней, несущих местную нагрузку, увеличенные в 10, 100 и более раз, что позволяет избежать операций над дробными числами и ограничить точность расчета необходимым пределом. В практических расчетах достаточно увеличивать моменты защемления в 100 раз.

Умножая алгебраическую сумму моментов защемления на соответствующие коэффициенты распределения, записываем полученные величины с обратным знаком (уравновешивающие моменты).

Вторичные моменты находим, перенося произведение уравновешивающего момента на соответствующий коэффициент переноса в одноименную графу (противоположный конец стержня).

Повторяем расчетный цикл, вычисляя неуравновешенные моменты как суммы вторичных моментов на концах стержней, сходящихся в рассматриваемых узлах рамы.

Окончательные значения узловых изгибающих моментов находим, суммируя по вертикали все величины, записанные в таблице (моменты защемления, уравновешивающие и вторичные моменты). В большинстве случаев стержни рамных конструкций имеют постоянные по длине сечения и одинаковые закрепления концов. В этих случаях нет необходимости вычислять величины сопротивления концов стержней повороту, а следует принять вместо них пропорциональные им величины погонных жесткостей стержней.

Коэффициенты переноса в таких рамах одинаковы для всех стержней и равны 0,5 (см. табл. 9.12).

Пример 9.1. Определить узловые изгибающие моменты в раме, изображенной на рис. 9.48, *а*.

Маркируем узлы и стержни рамы (рис. 9.48, *б*).

Таблица 9.13. **Распределение узловых моментов**

Узлы	A			B	
Стержни	1	2	3	2	4
Δ	Δ_{A1}	Δ_{A2}	Δ_{A3}	Δ_{B2}	Δ_{B4}
n	n_{A1}	n_{A2}	n_{A3}	n_{B2}	n_{B4}
Моменты защемления	$\overline{M}_{A1}$	—	$\overline{M}_{A3}$	—	—
» уравновешивающие	$M^{у}_{A1} = -\Delta_{A1}(\overline{M}_{A1} + \overline{M}_{A3})$	$M^{у}_{A2} = -\Delta_{A2}(\overline{M}_{A1} + \overline{M}_{A3})$	$M^{у}_{A3} = -\Delta_{A3}(\overline{M}_{A1} + \overline{M}_{A3})$		
» вторичные				$M^{вт} = n_{A2}M^{у}_{A2}$	
. . . . . .	. . . . . .	. . . . . .	. . . . . .	. . . . . .	. . . . . .
Окончательные значения моментов	ΣM_{A1}	ΣM_{A2}	ΣM_{A3}	ΣM_{B2}	ΣM_{B4}

Таким образом, на каждый стержень рассматриваемого узла приходится часть неуравновешенного момента, называемая уравновешивающим моментом и определяемая по формуле

$$M_i^{\text{ур}} = -M \frac{m_{Bi}}{\Sigma m_B}. \qquad (9.42)$$

Величина $\frac{m_{Bi}}{\Sigma m_B}$, равная отношению сопротивления повороту конца данного стержня к суммарному сопротивлению повороту всех стержней, сходящихся в узле, называется коэффициентом распределения Δ, т. е.

$$M_i^{\text{ур}} = -M\Delta, \qquad (9.43)$$

где

$$\Delta = \frac{m_{Bi}}{\Sigma m_B}. \qquad (9.44)$$

На противоположных концах стержней возникают вторичные моменты, определяемые как произведение уравновешивающего момента на соответствующий коэффициент переноса.

Сумма вторичных моментов на стержнях, сходящихся в узле, смежном с рассмотренным, является новым неуравновешенным моментом, и расчетный цикл повторяется. С каждым последующим циклом величины неуравновешенных моментов резко уменьшаются по абсолютной величине. Обычно после второго или третьего цикла неуравновешенные моменты оказываются настолько малыми, что практически дальнейшее распределение узловых моментов не имеет смысла.

Окончательные значения изгибающих моментов на концах стержней рамы находятся суммированием всех моментов защемления, уравновешивающих и вторичных.

Для систематизации и упрощения расчета все вычисления, связанные с получением решения методом последовательных приближений, производятся в табличной форме (табл. 9.13). Сначала в табл. 9.13 записывают наименования узлов и сходящихся в этих узлах стержней, значения коэффициентов распределения и переноса. Затем записывают моменты защемления стержней, несущих местную нагрузку, увеличенные в 10, 100 и более раз, что позволяет избежать операций над дробными числами и ограничить точность расчета необходимым пределом. В практических расчетах достаточно увеличивать моменты защемления в 100 раз.

Умножая алгебраическую сумму моментов защемления на соответствующие коэффициенты распределения, записываем полученные величины с обратным знаком (уравновешивающие моменты).

Вторичные моменты находим, перенося произведение уравновешивающего момента на соответствующий коэффициент переноса в одноименную графу (противоположный конец стержня).

Повторяем расчетный цикл, вычисляя неуравновешенные моменты как суммы вторичных моментов на концах стержней, сходящихся в рассматриваемых узлах рамы.

Окончательные значения узловых изгибающих моментов находим, суммируя по вертикали все величины, записанные в таблице (моменты защемления, уравновешивающие и вторичные моменты). В большинстве случаев стержни рамных конструкций имеют постоянные по длине сечения и одинаковые закрепления концов. В этих случаях нет необходимости вычислять величины сопротивления концов стержней повороту, а следует принять вместо них пропорциональные им величины погонных жесткостей стержней.

Коэффициенты переноса в таких рамах одинаковы для всех стержней и равны 0,5 (см. табл. 9.12).

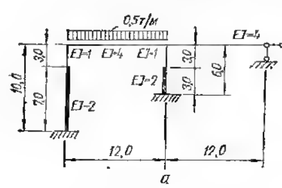
Пример 9.1. Определить узловые изгибающие моменты в раме, изображенной на рис. 9.48, *а*.

Маркируем узлы и стержни рамы (рис. 9.48, *б*).

Определяем моменты защемления по концам стержня 2, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой $q = 0,5$ *т/м*:

$$\overline{M}_{B2} = \frac{ql^2}{12} = \frac{0,5 \cdot 12,0^2}{12} = 6,0 \ т \cdot м;$$

$$\overline{M}_{C2} = \frac{ql^2}{12} = -\frac{0,5 \cdot 12,0^2}{12} = -6,0 \ т \cdot м.$$



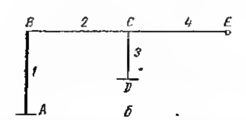


Рис. 9.48. Расчет несвободной рамы: *а* — расчетная схема; *б* — схема маркировки узлов и стержней.

Используя данные табл. 9.12, находим сопротивления стержней повороту и коэффициенты переноса.

Стержень 1

$$n = \frac{I_в}{I_н} = \frac{1,0}{2,0} = 0,5$$

$$и \ \lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{10,0} = 0,3.$$

По табл. 16.18 находим $k_{B5} = 2,313$; $k_{A5} = 1,369$.

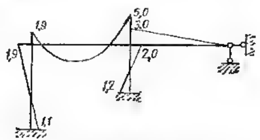


Рис. 9.49. Эпюра изгибающих моментов в несвободной раме.

Тогда

$$m_{B1} = k_{B5}\frac{EI_в}{l} = 2,313\,\frac{2,0}{10,0} = 0,463;$$

$$n = \frac{k_{A5}}{k_{B5}} = \frac{1,369}{2,313} = 0,591.$$

Стержень 2

$$m_{B2} = m_{C2} = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \cdot 4,0}{12,0} = 1,333; \quad n = 0,5.$$

Стержень 3

$$n = \frac{I_в}{I_н} = \frac{1,0}{2,0} = 0,5; \ \lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{6,0} = 0,5.$$

По табл. 16.18 находим $k_{B5} = 2,182$; $k_{A5} = 1,455$.

Тогда

$$m_{C3} = k_{B5}\frac{EI_н}{l} = 2,182\,\frac{2,0}{6,0} = 0,727;$$

$$n = \frac{k_{A5}}{k_{B5}} = \frac{1,455}{2,182} = 0,666.$$

Стержень 4

$$m_{C4} = \frac{3EI}{l} = \frac{3 \cdot 4,0}{12,0} = 1,000; \quad n = 0.$$

Определяем коэффициенты распределения.

Узел B

$$m_{B1} + m_{B2} = 0,463 + 1,333 = 1,796;$$

$$\Delta_{B1} = \frac{m_{B1}}{m_{B1} + m_{B2}} = \frac{0,463}{1,796} = 0,258;$$

$$\Delta_{B2} = \frac{m_{B2}}{m_{B1} + m_{B2}} = \frac{1,333}{1,796} = 0,742.$$

Узел C

$$m_{C2}+m_{C3}+m_{C4}=1{,}333+0{,}727+1{,}000=3{,}060;$$

$$\Delta_{C2}=\frac{m_{C2}}{m_{C2}+m_{C3}+m_{C4}}=\frac{1{,}333}{3{,}060}=0{,}436;$$

$$\Delta_{C3}=\frac{m_{C3}}{m_{C2}+m_{C3}+m_{C4}}=\frac{0{,}727}{3{,}060}=0{,}237;$$

$$\Delta_{C4}=\frac{m_{C4}}{m_{C2}+m_{C3}+m_{C4}}=\frac{1{,}000}{3{,}060}=0{,}327.$$

Составляем таблицу распределения узловых моментов, записывая в ее заглавной части наименования узлов и стержней, коэффициенты распределения и переноса (табл. 9.14).

Таблица 9.14. **Распределение узловых моментов**

Узлы	A	B		C			D
Стержни	1	1	2	2	3	4	3
Δ	—	0,258	0,742	0,436	0,237	0,327	—
n	—	0,591	0,500	0,500	0,666	—	—
$\overline{M}$	— — —9 — —2 — — —	— —15 — —3 — —1 — —	+60 —45 +13 —10 +5 —4 +1 —1	—60 +26 —22 +10 —5 +2 —2 +1	— +14 — +5 — +1 — —	— +20 — +7 — +2 — +1	— — +9 — +3 — — —
M	—11	—19	+19	—60	+20	+30	+12

Моменты защемления записываем в табл. 9.14, увеличенными в 10 раз, предусматривая таким образом точность расчета до 0,1 *т · м*.

Определяем уравновешивающие моменты.

Узел B

$$M^{у}_{B1}=-0{,}258\cdot 60=-15;$$

$$M^{у}_{B2}=-0{,}742\cdot 60=-45.$$

Узел C

$$M^{у}_{C2}=-0{,}436\,(-60)=+26;$$

$$M^{у}_{C3}=0{,}237\,(-60)=+14;$$

$$M^{у}_{C4}=-0{,}327\,(-60)=+20.$$

Вторичные моменты находим, перенося произведения уравновешивающих моментов на соответствующие коэффициенты переноса в одноименные графы таблицы. Например,

$$M^{вт}_{A1}=n_{B1}M^{у}_{B1}=0{,}591\,(-15)=-9.$$

Произведя аналогичные операции со всеми узлами рамы и повторяя расчетные циклы, прекращаем процесс распределения, когда величина вторичных моментов не превышает 1.

Окончательные значения узловых изгибающих моментов находим, суммируя по вертикали все табличные значения моментов:

$$M_{A1}=-9-2=-11;$$

$$M_{B1}=-15-3-1=-19 \text{ и т. д.}$$

Полученная эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 9.49.

Рис. 9.50. Групповые смещения рамы:

а — схема деформации рамы; *б* — моменты защемления.

Второй этап (расчет свободной рамы). На втором этапе расчета снимают связи, препятствующие линейным смещениям узлов рамы, условно введенные на первом этапе расчета. При этом необходимо выполнить расчет заданной системы на горизонтальные силы, равные по величине, но обратные по направлению усилиям в дополнительно введенных связях. Для этого сообщим раме в уровне каждой связи такие смещения, при которых суммарные усилия в этих связях от заданной нагрузки и от смещений будут равны нулю.

Снимем связь с одного из узлов рамы и сообщим ригелю смещение Δ в направлении действия внешней горизонтальной нагрузки. Одновременно сместим на ту же величину и вышерасположенные узлы рамы (рис. 9.50, *а*).

Стойки, расположенные над смещаемым ригелем, переместятся поступательно, а стойки, расположенные непосредственно под смещаемым ригелем, получат некоторый перекос и по концам их возникнут моменты защемления (рис. 9.50, *б*), величину которых можно определить по данным табл. 9.15.

Таблица 9.15. **Моменты защемления стержней от единичных смещений опор**

Схема стержня	Эпюра моментов	M_A	$\overline{M}_B$
		$6\frac{EI}{l^2} = 6\frac{i}{l}$	$6\frac{EI}{l^2} = 6\frac{i}{l}$
		$3\frac{EI}{l^2} = 3\frac{i}{l}$	0
		$K_{Aб}\frac{EI_н}{l^2}$	$K_{Bб}\frac{EI_н}{l^2}$
		$K_в\frac{EI_н}{l^2}$	0
		$12\frac{EI}{l^2}(0{,}5+\alpha)$ $\alpha = \frac{a}{l}$	$12\frac{EI}{l^2}(0{,}5+\beta)$ $\beta = \frac{b}{l}$

Продолжение табл. 9.15.

Схема стержня	Эпюра моментов	M_A	$\overline{M}_B$
A, EJ, Б, EJ=∞, Δ=1, a, l	m_A	$3\frac{EI}{l^2}(1+\alpha)$ $\alpha=\frac{a}{l}$	0

Примечание. Коэффициенты $k_{АБ}$ и $k_{ВБ}$ определяют по табл. 3. 109, k_0 — по табл. 3. 99.

Произведем распределение найденных моментов защемления по всей раме, рассматривая ее как несвободную, и определим реакции в связях, препятствующих линейным смещениям рамы.

Аналогично зададим смещения последовательно всем остальным узлам рамы, произведем распределение моментов защемления и определим усилия в фиктивных связях.

Окончательные значения узловых изгибающих моментов определяют по формуле

$$M = M_P + M_1a_1 + M_2a_2 + \cdots + M_na_n, \tag{9.45}$$

где M_P — моменты от внешней нагрузки, вычисленные в несвободной раме;

$M_1, M_2, \ldots, M_n$ — моменты от последовательно сообщенных раме смещений в направлении связей 1, 2, ..., n;

$a_1, a_2, \ldots, a_n$ — коэффициенты пропорциональности, равные отношению искомых изгибающих моментов к условным.

Коэффициенты пропорциональности $a_1, a_2, \ldots, a_n$ определяют из решения системы уравнений, устанавливающих, что реакции во всех фиктивных связях в реальной схеме рамы равны нулю:

$$\begin{aligned} &R_{11}a_1 + R_{12}a_2 + \cdots + R_{1n}a_n + R_{1P} = 0;\\ &R_{21}a_1 + R_{22}a_2 + \cdots + R_{2n}a_n + R_{2P} = 0;\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\ &R_{n1}a_1 + R_{n2}a_2 + \cdots + R_{nn}a_n + R_{nP} = 0. \end{aligned} \tag{9.46}$$

где $R_{11}, R_{12}, \ldots, R_{1n}$ — усилия в связи 1 от последовательно сообщенных раме перемещений в уровне связей 1, 2, ..., n;

$R_{21}, R_{22}, \ldots, R_{2n}$ — усилия в связи 2 от тех же перемещений;

$R_{1P}, R_{2P}, \ldots, R_{nP}$ — усилия в связях 1, 2, ..., n от внешней нагрузки.

При действии на раму только внешних горизонтальных узловых сил значения M_P в формуле (9.45) принимаются равными нулю, а свободные члены уравнений (9.46) $R_{1P}, R_{2P}, \ldots, R_{nP}$, равными внешним горизонтальным силам, приложенным в соответствующих узлах рамы.

Пример 9.2. Определить изгибающие моменты в свободной раме, изображенной на рис. 9.51, *а*.

Рама рассчитывается на действие ветровой нагрузки W и вертикальной силы P, приложенной на консоли в узле D. Схема нагрузок на раму показана на рис. 9.51, *б*.

Расчет выполним отдельно на действие ветровой нагрузки и силы P, вызывающей внешний узловой момент $M = 10{,}0 \cdot 2{,}0 = 20$ *т · м*. Эпюра изгибающих моментов, полученная в несвободной раме от действия узлового момента $M = 20{,}0$ *т · м*, показана на рис. 9.51, *в*.

Маркируем узлы и стержни рамы (рис. 9.51, *г*).

Определяем сопротивления стержней повороту, коэффициенты распределения и переноса. Не приводя вычислений, не отличающихся от выполненных в предыдущем примере, сведем результаты вычислений в табл. 9.16.

Сообщим раме смещения $\delta_1 = 100$ в уровне ригелей 2 и 6 (рис.9.52, *а*). Определим моменты защемления на концах стоек 1 и 3 (рис. 9.52, *б*).

Рис. 9.51. Расчет свободной рамы:

а — расчетная схема рамы; *б* — схема нагрузок; *в* — эпюра изгибающих моментов в несвободной раме от действия узлового момента $M = 20{,}0$ *т · м*; *г* — схема маркировки узлов и стержней.

Рис. 9.52. Смещения рамы:

а — схема деформации рамы от первого смещения; *б* — моменты защемления от первого смещения; *в* — эпюра моментов от первого смещения; *г*, *д* и *е* — то же, от второго смещения.

Таблица 9.16. **Коэффициенты распределения и переноса**

Узлы	Стержни	Δ	n	Узлы	Стержни	Δ	n
B	1 2 4	0,128 0,734 0,138	0,591 0,500 0	E	3 5	0,179 0,164	0,666 0,500
E	2	0,657	0,500	Д	5 6	0,400 0,600	0,500 0

Стойка 1

По табл. 16.19 находим при $n = \frac{1{,}0}{2{,}0} = 0{,}5$ и $\lambda = \frac{3{,}0}{10{,}0} = 0{,}3$

$$k_{Bб} = 3{,}682 \text{ и } k_{Aб} = 5{,}101.$$

Тогда

$$\overline{M}_{B1} = k_{Bб}\frac{EI_{н}}{l^2}\,\delta_1 = 3{,}682\frac{2{,}0}{10{,}0^2}\cdot 100 = 7{,}364;$$

$$\overline{M}_{A1} = k_{Aб}\frac{EI_{н}}{l^2}\,\delta_1 = 5{,}101\,\frac{2{,}0}{10{,}0^2}\cdot 100 = 10{,}202.$$

Стойка 3

По табл. 16.19 находим при $n = \frac{1{,}0}{2{,}0} = 0{,}5$ и $\lambda = \frac{3{,}0}{6{,}0} = 0{,}5$

$$k_{Bб} = 3{,}636 \text{ и } k_{Aб} = 5{,}091.$$

Тогда

$$\overline{M}_{E3} = k_{B6}\frac{EI_{\text{н}}}{l^2}\delta_1 = 3{,}636\frac{2{,}0}{6{,}0^2}\cdot 100 = 20{,}200;$$

$$\overline{M}_{F3} = k_{A6}\frac{EI_{\text{н}}}{l^2}\delta_1 = 5{,}091\frac{2{,}0}{6{,}0^2}\cdot 100 = 28{,}283.$$

Аналогично сместим на величину $\delta_2 = 100$ ригель 6 (рис. 9.52, *г*). Моменты защемления возникнут на концах стоек 4 и 5 (рис. 9.52, *д*).

Стойка 4

$$\overline{M}_{B4} = 3\frac{EI}{l^3}\delta_2 = 3\frac{1{,}0}{6{,}0^3}\cdot 100 = 8{,}333.$$

Стойка 5

$$\overline{M}_{E5} = \overline{M}_{D5} = 6\frac{EI}{l^3}\delta_2 = 6\frac{1{,}0}{6{,}0^3}\cdot 100 = 16{,}666.$$

Распределим найденные моменты защемлений от смещений δ_1 и δ_2 по всем узлам рамы (табл. 9.17). Полученные эпюры моментов приведены на рис. 9.52, *в* и *е*.

Таблица 9.17. **Распределение узловых моментов от смещений**

Узлы	A	B			E			D		F
Стержни	1	1	2	4	2	3	5	5	6	3
	—	0,128	0,734	0,138	0,657	0,179	0,164	0,400	0,600	
	—	0,591	0,500	0	0,500	0,666	0,500	0,500	0	—
Первое смещение $\delta_1 = 100$										
$\overline{M}$	+102	+74	—	—	—	+202	—	—	—	+283
	—	—10	—54	—10	—133	—36	—33	—	—	—
	—6	—	—66	—	—27	—	—	—16	—	—24
	—	+8	+49	+9	+18	+5	+4	+6	+10	—
	+5	—	+9	—	+24	—	+3	+2	—	+3
	—	—1	—7	—1	—18	—5	—4	—1	—1	—
	—	—	—9	—	—3	—	—	—2	—	—3
	—	+1	+7	+1	+2	+1	—	+1	+1	—
	—	—	+1	—	+3	—	—	—	—	—
	—	—	—1	—	—2	—1	—	—	—	—
M	+101	+72	—71	—1	—136	+166	—30	—10	+10	+259
Второе смещение $\delta_2 = 100$										
$\overline{M}$	—	—	—	+83	—	—	+167	+167	—	—
	—	—11	—61	—11	—110	—30	—27	—67	—100	—
	—7	—	—55	—	—30	—	—33	—13	—	—20
	—	+7	+40	+8	+42	+11	+10	+5	+8	—
	+4	—	+21	—	+20	—	+2	+5	2	+7
	—	—3	—15	—3	—14	—4	—4	—2	—3	—
	—2	—	—7	—	—7	—	—1	—2	—	—3
	—	+1	+5	+1	+5	+2	+1	+1	+1	—
	—	—	+2	—	+2	—	—	—	—	+1
	—	—	—2	—	—2	—	—	—	—	—
M	—5	—6	—72	+78	—94	—21	+115	+94	—94	—15

Определяем реакции в фиктивных связях.
Первое смещение (рис. 9.52, в)

$$R_{11} = Q_4 + Q_5 + Q_1 + Q_3 = -\frac{0,1}{6,0} - \frac{1,0+3,0}{6,0} - \frac{7,2+10,1}{10,0} - \frac{16,6+25,9}{6,0} = -9,493.$$

$$R_{21} = Q_4 + Q_5 = \frac{0,1}{6,0} + \frac{1,0+3,0}{6,0} = 0,683.$$

Второе смещение (рис. 9.52, е)

$$R_{12} = \frac{7,8}{6,0} + \frac{9,4+11,5}{6,0} + \frac{0,6+0,5}{10,0} + \frac{2,1+1,5}{6,0} = 5,500;$$

$$R_{22} = -\frac{7,8}{6,0} - \frac{9,4+11,5}{6,0} = -4,790.$$

Внешний узловой момент (см. рис. 9.51, в)

$$R_{1P} = -\frac{0,2}{6,0} - \frac{7,8+3,2}{6,0} + \frac{0,2+0,1}{10,0} - \frac{0,8+0,5}{6,0} = -2,052;$$

$$R_{2P} = \frac{0,2}{6,0} + \frac{7,8+3,2}{6,0} = 1,866.$$

Внешняя горизонтальная нагрузка (см. рис. 9.51, б)

$$R_{1W} = W_2 = 3,000;$$

$$R_{2W} = W_1 = 1,000.$$

Составляем систему канонических уравнений:

$$R_{11}a_1 + R_{12}a_2 + R_{1P}\,(R_{1W}) = 0;$$

$$R_{21}a_1 + R_{22}a_2 + R_{2P}\,(R_{2W}) = 0;$$

$$-9,493a_1 + 5,500a_2 - 2,052\,(3,000) = 0;$$

$$0,683a_1 - 4,790a_2 + 1,866\,(1,000) = 0,$$

решая которую, находим:

$$a_{1P} = 0,010; \quad a_{1W} = 0,476;$$

$$a_{2P} = 0,391; \quad a_{2W} = 0,277.$$

Определяем окончательные значения узловых изгибающих моментов (табл. 9.18).

Таблица 9.18. **Окончательные значения изгибающих моментов**

Узлы	Стержни	M_P	M_1	M_2	M_1a_{1P}	M_2a_{2P}	M_1a_{1W}	M_2a_{2W}	M_P	M_W
A	1	−0,1	+10,1	−0,5	+0,1	−0,2	+4,8	−0,1	−0,2	+4,7
B	1 2 4	−0,2 +0,4 −0,2	+7,2 −7,1 −0,1	−0,6 −7,2 +7,8	+0,1 −0,1 —	−0,2 −2,8 +3,0	+3,4 −3,4 —	−0,1 −2,0 +2,1	−0,3 −0,3 +2,8	+3,3 +3,3 +2,1
E	3 2 5	+0,8 +2,4 −3,2	+16,6 −13,0 −3,0	−2,1 −9,4 +11,5	+0,2 −0,2 —	−0,8 −3,7 +4,5	+7,9 −6,5 −1,4	−0,6 −2,6 +3,2	+0,2 −1,5 +1,3	+7,3 −9,1 +1,8
D	5 6	−7,8 −12,2	−1,0 +1,0	+9,4 −9,4	— —	+3,7 −3,7	−0,5 +0,5	+2,6 −2,6	−4,1 −15,9	+2,1 −2,1
F	3	+0,5	+25,9	−1,5	+0,2	−0,6	+12,3	−0,4	+0,1	+11,9

Полученные в результате расчета эпюры изгибающих моментов приведены на рис. 9.53.

Рис. 9.53. Окончательные эпюры изгибающих моментов:

а — от действия узлового изгибающего момента; *б* — от горизонтальной нагрузки.

Расчет свободных рам с погонной жесткостью ригелей, превышающей суммарную погонную жесткость стоек, примыкающих к ним в отдельных узлах, рекомендуется рассчитывать методом, позволяющим упростить решение и существенно уменьшить количество вычислений *.

Сущность метода покажем на примере расчета рамы на горизонтальную нагрузку.

Требуется рассчитать раму (рис. 9.54, *а*), стержни которой имеют постоянную по длине жесткость. Для решения задачи пользуемся основной системой, получаемой введением во все внеопорные узлы заданной системы закреплений, препятствующих повороту узлов.

В полученной таким образом основной системе узлы рамы лишены возможности поворачиваться под влиянием внешних воздействий, но сохраняют возможность независимых линейных смещений. Характер деформаций основной системы от заданной нагрузки показан на рис. 9.54, *б*.

Определим эпюру моментов для основной системы от заданной нагрузки. Моменты в верхнем и нижнем узле любой стойки основной системы равны

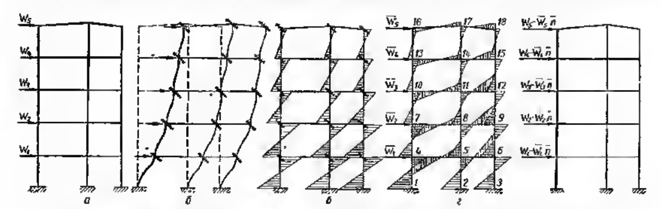


Рис. 9.54. Схема расчета многоэтажной рамы на горизонтальную нагрузку:

а — заданная система; *б* — схема деформации основной системы; *в* — эпюра изгибающих моментов в основной системе; *г* — эпюра моментов в раме после уравновешивания узлов; *д* — схема дополнительной горизонтальной нагрузки на раму.

по величине, поскольку стойки имеют постоянное по высоте сечение и защемленные концы.

Моменты на концах стоек равны произведению поперечной силы в стойке на половину ее высоты

$$M = Q\frac{h}{2}.$$

Поперечные силы в стойках каждого этажа легко определяются с помощью установленных ранее коэффициентов распределения поперечных сил. Эпюра моментов в основной системе от заданной нагрузки показана на рис. 9.54, *в*.

---

* С. А. Ривкин. Приближенный метод расчета свободных рам. Сб. «Новое в строительной технике». Вып. VII. Строительные конструкции. Киев, Госстройиздат УССР, 1955.

Закрепляем узлы деформированной основной системы от смещения и производим уравновешивание узловых моментов методом последовательных приближений. Полученная в результате эпюра моментов показана на рис. 9.54, *г*.

Определим горизонтальную узловую нагрузку, соответствующую полученной эпюре моментов. Искомую узловую нагрузку можно определить как алгебраическую сумму перерезывающих снл в стойках, примыкающих к каждому ригелю рамы. Например, для ригеля *10—11—12*

$$\overline{W}_3 = \overline{Q}_{10.7} + \overline{Q}_{11.8} + \overline{Q}_{12.9} + \overline{Q}_{10.13} + \overline{Q}_{11.14} + \overline{Q}_{12.15}.$$

Если бы между новой узловой нагрузкой $\overline{W}_1$, $\overline{W}_2$, $\overline{W}_3$, $\overline{W}_4$ и $\overline{W}_5$ соответствующей полученной эпюре моментов (рис. 9.54, *г*) и заданной внешней узловой нагрузкой было соотношение

$$\frac{W_1}{\overline{W}_1} = \frac{W_2}{\overline{W}_2} = \frac{W_3}{\overline{W}_3} = \frac{W_4}{\overline{W}_4} = \frac{W_5}{\overline{W}_5} = n, \qquad (9.47)$$

то для получения решения достаточно ординаты полученной эпюры моментов увеличить в n раз.

В действительности между заданной и полученной нагрузками строгого соблюдения соотношения (9.47) ожидать нельзя, так как жесткость узлов рамы неодинакова. Однако отклонения от соотношения (9.47) обычно невелики.

Обозначим через $\overline{n}$ отношение суммарных величин заданной нагрузки на раму к полученной нагрузке, равное

$$\overline{n} = \frac{\Sigma W}{\Sigma \overline{W}}.$$

Увеличенные в $\overline{n}$ раз ординаты эпюры моментов, изображенной на рис. 9.54, *г*, назовем приближенным решением.

Точное решение задачн можно получить, если первое приближенное решение дополнить решением от нагрузок, показанных на рис. 9.54, *д*. Выполним его таким же путем, как и первое. Эпюру моментов от наложенных обоих решений назовем вторым приближенным решением. Если продолжить процесс последовательных приближений, то можно получить решенне с любой желаемой точностью.

Отметнм, что второе и последующие приближения требуют лишь небольшого количества дополннтельных вычисленнй, так как в них используют все вспомогательные вычисления, сделанные для первого решения. Однако решение задачн в большинстве случаев может быть значительно упрощено. Указанный путь решения уже в первом приближении хорошо отражает упругие свойства рамы и характер действующей на нее нагрузки. Это объясняется следующим:

а) первое приближенное решение является одновременно точным для превалирующей части заданной нагрузки;

б) для получения окончательных результатов необходимо рассчитать раму лишь на незначительную часть (обычно не более 20%) заданной нагрузки.

Эти соображения могут быть учтены прн получении окончательного решения без продолжения процесса последовательных приближений.

Дополнительный расчет можно выполнить приближенно, что несущественно отразится на точности решения в целом.

Для приближенного решения целесообразно принять положенне нулевых моментных точек в стойках рамы из первого приближения. Это достаточно близко определяет действительное положение нулевых моментных точек (поскольку характер нагрузки в обоих случаях однпаков) и облегчает получение окончательных результатов.

Погрешность дополнительного решения может быть оценена не более чем в 15%, а следовательно, для решения в целом не превысит 3% (0,20 × × 0,15 = 0,03).

При принятом допущении окончательные значения моментов в стойках определяют как произведение их значений после уравновешивания моментов на корректирующие множители.

Корректирующим множителем для любого этажа является отношение полной заданной нагрузки на этот этаж (сумма вышерасположенных нагрузок) по рис. 9.54, *а* к полной нагрузке на этаж по рис. 9.54, *г*:

для 5-го этажа

$$k_5 = \frac{W_5}{\overline{W}_5}; \tag{9.48}$$

для 4-го этажа

$$k_4 = \frac{W_4 + W_5}{\overline{W}_4 + \overline{W}_5} \tag{9.49}$$

и т. д.

Моменты в ригелях определяют из условия равновесия узлов.

У крайних узлов моменты в ригелях по абсолютной величине равны сумме моментов в стойках.

Моменты в ригелях у средних узлов находят путем распределения суммы моментов в стойках пропорционально значениям моментов в соответствующих ригелях на эпюре, показанной на рис. 9.54, *г*.

Например, для среднего узла *5* рамы:

$$M_{54} = (M_{52} + M_{58}) \frac{\overline{M}_{54}}{\overline{M}_{54} + \overline{M}_{56}};$$

$$M_{56} = (M_{52} + M_{58}) \frac{\overline{M}_{56}}{\overline{M}_{54} + \overline{M}_{56}}. \tag{9.50}$$

Рекомендуется следующий порядок расчета рам на горизонтальную нагрузку:

1. Определить эпюру моментов для основной системы при действии заданной горизонтальной нагрузки.

2. Закрепить узлы основной системы от смещений и произвести уравновешивание узловых моментов.

3. Определить полную нагрузку на каждый этаж, соответствующую полученной эпюре моментов.

4. Определить значения корректирующих множителей.

5. Определить окончательные значения моментов в стойках рамы как произведение величин моментов по эпюре п. 2 на корректирующие множители.

6. Определить окончательные значения моментов в ригелях из условий равновесия узлов.

Техника расчета рам на горизонтальную нагрузку проиллюстрирована на числовых примерах ниже.

Пример 9.3. Рассчитать двухпролетную трехэтажную раму на ветровую нагрузку*. Схемы рамы и нагрузки показаны на рис. 9.55, *а*. На схеме рамы посредине стержней проставлены относительные величины их погонных жесткостей

Так как на раму действует только узловая горизонтальная нагрузка, то расчет выполняется по второму этапу предлагаемого метода.

1. Определяем эпюру моментов для основной системы при заданной горизонтальной нагрузке.

Поперечные силы в стойках основной системы определяем на схеме рамы.

На схеме рамы (рис. 9.55, *б*) посредине высоты стоек проставляем величины относительных погонных жесткостей стоек, пропорциональных в данном случае их сопротивлению сдвигу. Исключением является стойка *8—11*, длина которой отличается от длины остальных стоек этого этажа.

---

* Условие примера заимствовано из книги Б. Н. Жемочкина «Расчет рам». М., Госстройиздат. 1933.

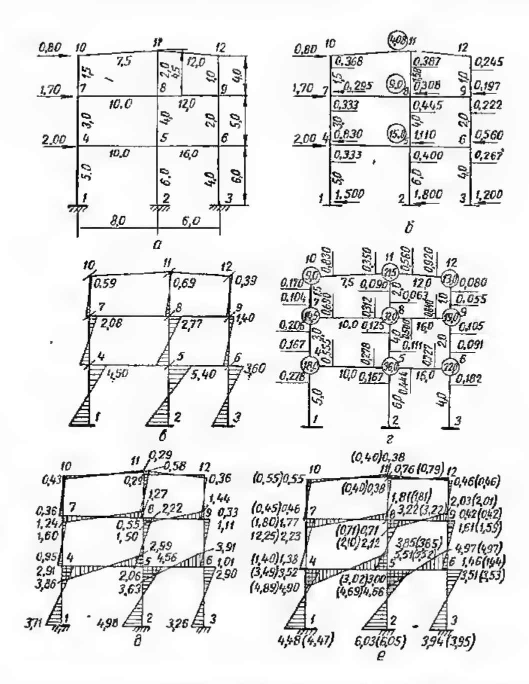


Рис. 9.55. Расчет двухпролетной трехэтажной рамы на ветровую нагрузку:

а — схемы расчетная рамы и нагрузки; *б* — схема определения поперечных сил в стойках основной системы; *в* — эпюра моментов в основной системе; *г* — схема определения коэффициентов распределения моментов в узлах рамы; *д* — эпюра моментов, полученная в результате уравновешивания узлов рамы; *е* — окончательная эпюра моментов в раме от действия горизонтальной нагрузки (в скобках приведены точные значения моментов)

Относительную жесткость на сдвиг стойки *8—11* определяем учитывая, что жесткости стоек на сдвиг при прочих равных условиях обратно пропорциональны квадратам их длин

$$i'_{8.11} = i_{8.11}\,\frac{l^2_{7.10}}{l^2_{8.11}} = 2{,}0\,\frac{4{,}0^2}{4{,}5^2} = 1{,}58.$$

В кружках над ригелями проставляем суммы величин относительных жесткостей стоек на сдвиг для соответствующих этажей.

Например, для третьего этажа

$$1{,}5 + 1{,}58 + 1{,}0 = 4{,}08.$$

У верха стоек записаны коэффициенты распределения поперечных сил, получаемых делением жесткости на сдвиг данной стойки на суммарную жесткость стоек данного этажа, т. е. делением цифры, записанной у верха стойки, на цифру, проставленную в соответствующем кружке.

Так, например, для стойки *5—8* получаем

$$\frac{4{,}9}{9{,}0} = 0{,}445.$$

У низа стоек записаны величины поперечных сил, возникающих в стойках при действии заданной нагрузки. Поперечные силы в стойках равны произведению суммарной горизонтальной нагрузки на этаж, к которому принадлежит данная стойка, на коэффициент распределения поперечных сил.

Например:

для стойки *8—11*

$$Q_{8.11} = 0{,}80 \times 0{,}387 = 0{,}308\ m;$$

для стойки *4—7*

$$Q_{4.7} = (0{,}80 + 1{,}70)\ 0{,}333 = 0{,}830\ m;$$

для стойки *3—6*

$$Q_{3.6} = (0{,}80 + 1{,}70 + 2{,}00)\ 0{,}267 = 1{,}200\ m.$$

Эпюра моментов в стойках основной системы показана на рис. 9.55, *в*. Моменты на концах стоек равны произведению поперечной силы на половину высоты стойки.

Например, для стойки *5—8*

$$M_{5.8} = M_{8.5} = 1{,}110\ \frac{5{,}0}{2} = 2{,}77\ m \cdot м.$$

2. Закрепляем узлы основной системы от смещений и уравновешиваем узловые моменты.

Коэффициенты распределения моментов в узлах определяем на схеме рамы (рис. 9,55, *г*). Посредине стержней рамы проставляем величины относительных погонных жесткостей, пропорциональные в данном случае сопротивлениям концов стержней изгибу.

В кружках в центрах узлов проставляем суммы величин относительных сопротивлений изгибу концов стержней, примыкающих к узлам.

Например, для узла 8

$$4{,}0 + 10{,}0 + 16{,}0 + 2{,}0 = 32{,}0.$$

У концов стержней проставляем величины коэффициентов распределения моментов в узлах, получаемых делением цифр, записанных у средин стержней, на цифры, проставленные в соответствующих кружках.

Например, для стержня *7—4*

$$\frac{3{,}0}{14{,}5} = 0{,}206.$$

Коэффициенты переноса для всех стержней равны 0,5 (см. табл. 9.12).

Уравновешивание моментов производим методом последовательных приближений по табл. 9.19, которой для удобства распределения моментов придана форма, соответствующая схеме рамы.

Каждому узлу рамы в табл. 9.19 выделено столько граф, сколько стержней сходится в узле.

В строках *1—4* записаны соответственно номера узлов, наименование стержней, коэффициенты распределения (вычисленные на схеме рамы), моменты в основной системе в тонно-сантиметрах.

Уравновешивание начинаем с узла *5*, имеющего наибольшее значение неуравновешенного момента.

$$M_5 = +540 + 227 = +817\ m \cdot см.$$

Удаление защемления из узла *5* вызывает поворот его и возникновение на концах стержней, сходящихся в узле уравновешивающих моментов, противоположных по знаку неуравновешенному моменту и в сумме равных ему. Величина каждого из уравновешивающих моментов равна неуравновешенному, умноженному на соответствующий коэффициент распределения:

$$M_{54} = -817 \times 0{,}278 = -227\ m \cdot см;$$

$$M_{52} = -817 \times 0{,}167 = -136\ m \cdot см;$$

$$M_{58} = -817 \times 0{,}111 = -\ \ 91\ m \cdot см;$$

$$M_{56} = -817 \times 0{,}444 = -363\ m \cdot см.$$

Эти значения записываем в строку 6, отведенную для узла *5*.

Поворот узла *5* вызывает также моменты на противоположных концах стержней, сходящихся в узле, равные половине уравновешивающих моментов:

$$M_{45} = 0{,}5M_{54} = -0{,}5 \times 227 = -113\ m \cdot см;$$

$$M_{25} = 0{,}5M_{52} = -0{,}5 \times 136 = -\ \ 68\ m \cdot см;$$

$$M_{85} = 0{,}5M_{58} = -0{,}5 \times \ \ 91 = -\ \ 45\ m \cdot см;$$

$$M_{65} = 0{,}5M_{56} = -0{,}5 \times 353 = -182\ m \cdot см.$$

Таблица 9.19. **Уравновешивание моментов**

№ строк	Узлы									
1	Узел *10*			Узел *11*				Узел *12*		
2	*11—7*		*10—11*	*11—10*	*11—8*		*11—12*	*12—11*	*12—9*	
3	0,17		0,83	0,35	0,09		0,56	0,92	0,08	
4	+59				+69				+40	
5	—9			—21	—10		—18			
6	—8		—42	—7	—2		—11	—37	—3	
7			—3	+1	+2		+3	—5	—2	
8	+1		+2	—2	—1		—3	+6	+1	
9										
10										
11	+43		—43	—29	+58		—29	—36	+36	
1	Узел *7*			Узел *8*				Узел *9*		
2	*7—10*	*7—4*	*7—8*	*8—7*	*8—11*	*8—5*	*8—9*	*9—8*	*9—17*	*9—6*
3	0,104	0,206	0,69	0,312	0,063	0,125	0,500	0,840	0,055	0,105
4	+59	+208			+69	+277			+40	+140
5		—45	—47			—45		—75	—1	—14
6	—18	—36	—121	—94	—19	—38	—150	—75	—5	—10
7	—4	—2	+13	—60	—1	+16	—38	+21		—3
8	—1	—1	—5	+26	+5	+10	+42	—15	—1	—2
9				—2		+1	—8			
10				+3	+1	+1	+4			
11	+36	+124	—160	—127	+55	+222	—150	—144	+33	+111
1	Узел *4*			Узел *5*				Узел *6*		
2	*4—1*	*4—7*	*4—5*	*5—4*	*5—2*	*5—8*	*5—6*	*6—5*	*6—3*	*6—9*
3	0,278	0,167	0,555	0,278	0,167	0,111	0,444	0.727	0.182	0,091
4	+450	+208			+540	+277			+360	+140
5			—113					—182		
6	—152	—91	—302	—227	—136	—91	—363	—231	—58	—29
7		—18	+40	—151		—19	—115	+63		—5
8	—5	—4	—12	+79	+48	+32	+126	—42	—11	—5
9			+3	—6		+5	—21	+5		
10	—1		—2	+6	+4	+2	+10	—4	—1	
11	291	+95	—386	—299	+456	+206	—363	—391	+290	+101

Эти моменты, называемые вторичными моментами защемления, записываем в строки 5, отведенные для узлов *4*, *6* и *8*. Момент M_{25} не записываем, так как узлу *2* в таблице не отведено место, он учитывается в дальнейшем при определении опорного момента.

Уравновесив узел *5* и введя в него вновь защемление, переходим к уравновешиванию узла *4*. Неуравновешенный момент в нем равен сумме значений, записанных в строках 4 и 5:

$$M_4 = +450 + 280 - 113 = +617 \ m \cdot см.$$

Уравновешивающие моменты записываем в строку 6.

Вторичные моменты защемления в узлах 7, 5 записываем соответственно в строки 5, 7, так как первое уравновешивание узла 5 уже произведено. Таким же образом производим первое уравновешивание последующих узлов. Для второго и третьего циклов уравновешивания отведены соответственно строки 7, 8 и 9, 10. В строках 7 и 9 записаны вторичные элементы защемления, а в строках 8 и 10 — уравновешивающие их моменты.

Действительные значения моментов в стержнях, записанные в строке 11, представляют собой алгебраическую сумму чисел в соответствующих столбцах.

Опорные моменты в стойках определяем суммированием их значений в основной системе с вторичными моментами защемления, передаваемыми с верхних узлов:

$$M_{14} = +450 + \frac{-152 - 6 - 1}{2} = +371\ m \cdot см;$$

$$M_{25} = +540 + \frac{-136 + 48 + 4}{2} = +498\ m \cdot см;$$

$$M_{36} = +360 + \frac{-58 - 11 - 1}{2} = +325\ m \cdot см.$$

Полученная в результате уравновешивания эпюра моментов ($m \cdot м$) показана на рис. 9.55, *д*.

3. Определяем полную горизонтальную нагрузку на этажи рамы, соответствующую полученной эпюре моментов:

$$\overline{W}_3 = \frac{0,36 + 0,43}{4,0} + \frac{0,55 + 0,58}{4,5} + \frac{0,33 + 0,36}{4,0} = 0,62\ m;$$

$$\overline{W}_2 + \overline{W}_3 = \frac{0,95 + 1,24 + 2,06 + 2,22 + 1,01 + 1,11}{5,0} = 1,72\ m;$$

$$\overline{W}_1 + \overline{W}_2 + \overline{W}_3 = \frac{3,71 + 2,91 + 4,98 + 4,56 + 3,26 + 2,90}{6,0} = 3,72\ m.$$

4. Определяем корректирующие множители:

$$K_3 = \frac{0,80}{0,62} = 1,29;$$

$$K_2 = \frac{0,80 + 1,70}{1,72} = 1,45;$$

$$K_1 = \frac{0,80 + 1,70 + 2,00}{3,72} = 1,21.$$

5. Определяем окончательные значения моментов в стойках как произведение моментов в стойках по эпюре, изображенной на рис. 9.55, *д*, на соответствующие корректирующие множители.

Так, например, для стойки второго этажа:

$$M_{58} = \overline{M}_{58} \times K_2 = 2,06 \times 1,45 = 3,00\ m \cdot м;$$

$$M_{85} = \overline{M}_{85} \times K_2 = 2,22 \times 1,45 = 3,22\ m \cdot м.$$

6. Определяем окончательные значения моментов в ригелях.

Моменты в ригелях у крайних узлов рамы равны сумме моментов в стойках. Например:

$$M_{78} = M_{710} + M_{74} = +0,46 + 1,77 = 2,23\ m \cdot м;$$

$$M_{45} = M_{47} + M_{41} = +1,38 + 3,52 = 4,90\ m \cdot м.$$

Моменты в ригелях у средних узлов рамы определяются распределением суммы моментов в стойках в соответствии с зависимостью (9.50).

Например:

$$M_{87} = (0,71 + 3,22)\frac{1,27}{1,27 + 1,50} = 1,81\ m \cdot м;$$

$$M_{78} = (0,71 + 3,22)\frac{1,50}{1,27 + 1,50} = 2,12\ m \cdot м.$$

Полученная эпюра показана на рис. 9.55, *е* (в скобках приведены точные значения моментов). Сравнение полученного решения с точным решением показывает практически полное совпадение результатов

Пример 9.4. Требуется рассчитать однопролетную двухэтажную раму на вертикальную нагрузку *.

* Условие примера заимствовано из книги Б. Н. Жемочкина «Расчет рам». М., Госстройиздат, 1933.

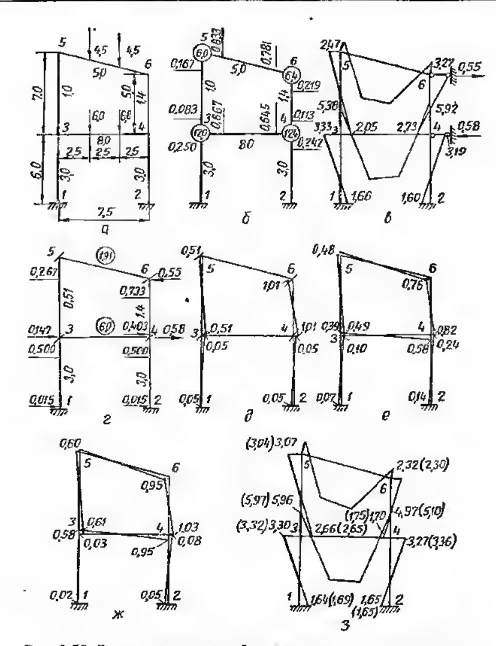


Рис. 9.56. Расчет однопролетной рамы на вертикальную нагрузку:

а — схемы расчетная рамы и нагрузки; *б* — схема определения коэффициентов распределения моментов в узлах рамы; *в* — эпюра моментов, полученная в результате уравновешивания узлов рамы; *г* — схема определения поперечных сил в стойках основной системы; *д* — эпюра моментов в основной системе от горизонтальных сил; *е* — эпюра моментов, полученная в результате уравновешивания узлов рамы; *ж* — эпюра моментов в раме от горизонтальной нагрузки; *з* — окончательная эпюра моментов в раме от действия внешней нагрузки (в скобках приведены точные значения моментов).

Схемы рамы и нагрузки показаны на рис. 9.56, *а*. На схеме рамы посредине стержней проставлены относительные величины их погонных жесткостей.

Расчет рамы производим в два этапа.

В первом этапе рассчитываем раму с несмещающимися узлами, для чего в заданную систему вводим связи, препятствующие смещению узлов.

Во втором этапе рассчитываем раму на горизонтальные силы, равные по величине, но обратные по знаку усилиям в дополнительных связях, введенных в раму в первом этапе расчета.

Действительное решение для заданной рамы получаем суммированием результатов по обоим этапам расчета.

Расчет рамы с несмещающимися узлами

1. Определяем моменты на концах стержней основной системы от заданной нагрузки.

Основная система получается введением в заданную систему закреплений и связей, препятствующих повороту и смещению узлов.

Моменты в заданной системе возникнут только на ригелях, представляющих собой балки с защемленными опорами.

По формулам (см. табл. 14.3) определяем:

$$\overline{M}_{56} = -\overline{M}_{65} = 0{,}222Pl = 0{,}222 \times 4{,}5 \times 7{,}5 = 7{,}5\ m \cdot м;$$

$$\overline{M}_{34} = -\overline{M}_{43} = 0{,}222 \times 6{,}0 \times 7{,}5 = 10{,}0\ m \cdot м$$

2. Производим уравновешивание узловых моментов при несмещающихся узлах рамы.

Определение коэффициентов распределения моментов в узлах производим по схеме рамы (рис. 9.56, *б*).

Уравновешивание моментов производим методом последовательных приближений в табличной форме (табл. 9.20). Уравновешивание начинаем с узла *3*.

Таблица 9.20. **Уравновешивание моментов**

	Узел 5		*Узел 6*		
	5—3	*5—6*	*6—5*	*6—4*	
	0,167	0,833	0,781	0,219	
	—41 —162	+750 +263 —810	—750 +526	+75 +149	
	—14 —24	+157 —119	—405 +315	+2 +88	
	—4	+24 —20	—59 +48	—2 +13	
	+1 —1	+4 —4	—10 +8	+2	
	—247	+247	—327	+327	

Узел 3			*Узел 4*		
3—1	*3—5*	*3—4*	*4—3*	*4—6*	*4—2*
0,250	0,083	0,667	0,645	0,113	0,242
—250	—83	+1000 —667	—1000 —333 +860	+150	+323
—87	—81 —29	+430 —233	—116 +27	+74 +5	+10
	—12	+13 —1	—28	+44 —5	—11
+4	—2 +2	—14 +10	+5 —7	+6 —1	—3
—333	—205	+538	—592	+273	+319

Техника вычисления коэффициентов распределения моментов и уравновешивания моментов в узлах подробно пояснена в предыдущем примере.

Опорные моменты в стойках определяем суммированием вторичных моментов защемления, передаваемых с верхних узлов:

$$M_{13} = \frac{-2{,}50 - 0{,}87 + 0{,}04}{2} = 1{,}66\ т \cdot м;$$

$$M_{24} = \frac{+3{,}23 + 0{,}10 - 0{,}11 - 0{,}03}{2} = +1{,}60\ т \cdot м.$$

Полученная в результате уравновешивания эпюра моментов показана на рис. 9.56, *в*.

3. Определяем горизонтальные усилия в дополнительных связях, препятствующих смещению узлов рамы.

Из условий равновесия частей рамы:

$$R_6 = \dot{Q}_{35} + Q_{46} = \frac{-2{,}47 - 2{,}05}{7{,}0} + \frac{3{,}27 + 2{,}73}{5{,}0} = +0{,}55\ т.$$

$$R_4 = Q_{13} + Q_{24} - R_6 = \frac{-3{,}33 - 1{,}63}{6{,}0} + \frac{3{,}19 + 1{,}60}{6{,}0} - 0{,}55 = -0{,}58\ т.$$

Расчет рамы на горизонтальные силы

1. Определяем эпюру моментов для основной системы от горизонтальной нагрузки.

Основную систему получаем, введя в заданную систему закрепления, препятствующие повороту узлов, но при этом рама сохраняет свободу линейных смещений узлов. К узлам *4* и *6* прикладываем горизонтальные силы, равные по величине, но обратные по знаку усилиям в связях, выявленные в первом этапе расчета:

$$W_1 = -R_4 = 0{,}58\ т.$$

$$W_2 = -R_6 = -0{,}55\ т.$$

Основная система и схема нагрузок показаны на рис. 9.56, *г*.

Вычисление относительных величин жесткости стоек на сдвиг, коэффициентов распределения поперечных сил и поперечных сил в стойках произведено на схеме рамы (рис. 9.56, *г*).

Эпюра моментов в основной системе показана на рис. 9.56, *д*.

Техника всех вычислений подробно пояснена в предыдущем примере.

2. Закрепляем узлы основной системы от смещений и производим уравновешивание узловых моментов.

Уравновешивание моментов производим в табл. 9.21.

Таблица 9.21. Уравновешивание моментов

	Узел 5		Узел 6		
	5—3	*5—6*	*6—5*	*6—4*	
	0,167	0,833	0,781	0,219	
	—51 +2	+39 +10	+79	—101 +22	
	+1	—4 +3	+5 —8	+5 —2	
	—48	+48	+76	—76	
Узел 3			Узел 4		
3—1	*3—5*	*3—4*	*4—3*	*4—5*	*4—2*
0,250	0,083	0,667	0,645	0,113	0,242
+5 +5	—51 +1	+27 +13	+55	—101 +11 +10	+5 +20
	+1	—1	+6 —3	—1 —1	—1
+10	—49	+39	+58	—82	+24

Опорные моменты в стойках определяем суммированием их значений в основной системе с вторичными моментами, передаваемыми с верхних узлов:

$$M_{13} = +0{,}05 + \frac{0{,}05}{2} = 0{,}07\ т \cdot м;$$

$$M_{24} = +0{,}05 + \frac{+0{,}20 - 0{,}01}{2} = +0{,}15\ т \cdot м.$$

Полученная в результате уравновешивания эпюра моментов показана на рис. 9.56, *е*.

3. Определяем полную горизонтальную нагрузку на этажи рамы, соответствующую полученной эпюре моментов:

$$\overline{W}_2 = \frac{-0{,}47 - 0{,}39}{7{,}0} + \frac{-0{,}76 - 0{,}82}{5{,}0} = -0{,}44;$$

$$\overline{W}_1 + \overline{W}_2 = \frac{+0{,}10 + 0{,}07 + 0{,}24 + 0{,}14}{6{,}0} = +0{,}09.$$

4. Определяем корректирующие множители:

$$K_2 = \frac{W_2}{\overline{W}_2} = \frac{-0{,}55}{-0{,}44} = 1{,}25;$$

$$K_1 = \frac{W_1 + W_2}{\overline{W}_1 + \overline{W}_2} = \frac{+0{,}03}{+0{,}09} = 0{,}33.$$

5. Определяем значения моментов в стойках рамы от горизонтальной нагрузки.

Моменты в стойках равны произведению их значений по эпюре, показанной на рис. 9.56, *е*, на соответствующие корректирующие множители. Подсчитанные таким образом величины моментов в стойках показаны на рис. 9.56, *ж*.

6. Определяем значения моментов в ригелях рамы от горизонтальной нагрузки.

Моменты в ригелях равны по абсолютной величине и обратны по знаку сумме моментов в примыкающих к ним стойках.

Полученная эпюра моментов в раме от действия горизонтальных сил показана на рис. 9.56, *ж*.

Окончательная эпюра моментов в раме от заданной нагрузки, полученная суммированием эпюр моментов по рис. 9.56, *в* и *ж*, показана на рис. 9.56, *з*.

Сравнение полученного решения с точным показывает практически полное совпадение результатов.

Выполненные примеры расчетов рам показывают, что применение рассмотренного метода значительно сокращает вычислительную работу по сравнению с другими методами расчета и обеспечивает вполне достаточную для практических расчетов точность.

РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОПЕРЕЧНИКОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Поперечники одноэтажных производственных зданий представляют собой рамы, состоящие из стоек, упруго защемленных внизу и шарнирно связанных по верху ригелями покрытия. Сборное железобетонное покрытие после замоноличивания образует жесткую горизонтальную диафрагму, связывающую по верху все стойки температурного блока здания в пространственный каркас. Вследствие этого нагрузку, приложенную к отдельной стойке, воспринимают не только стойки одного поперечника, а все стойки пространственно работающего блока здания.

Пространственную работу каркаса здания следует учитывать при расчете на нагрузку от мостовых кранов, загружающих одновременно преимущественно один поперечник, а также на все другие виды местных нагрузок, приложенных к отдельным стойкам каркаса. Пространственный характер работы каркаса здания не проявляется при одновременном действии на поперечные рамы одинаковых нагрузок (например, собственный вес, снеговая и ветровая нагрузки). Не проявляется пространственная работа каркаса и при действии на один из поперечников нагрузок, не вызывающих смещения верха стоек (симметричные нагружения симметричных поперечников).

Как правило, наиболее удобным методом расчета поперечников является метод перемещений. За неизвестные при этом принимают горизонтальные смещения ригелей.

В некоторых случаях для расчета поперечников целесообразно применение метода сил. За неизвестные в этом случае рекомендуется принимать внутренние продольные усилия в ригелях, соединяющих стойки.

Для упрощения вычисления коэффициентов уравнений методов перемещений и сил, составляемых для расчета поперечников, следует пользоваться таблицами раздела III.

Расчет поперечников обычно производится в предположении жесткого защемления стоек в нижнем сечении. При этом используются таблицы раздела III для определения реакций R_B в верхней шарнирно неподвижной опоре ступенчатых стоек с жестко защемленным нижним концом.

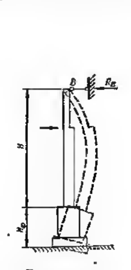


Рис. 9.57. Расчетная схема стойки.

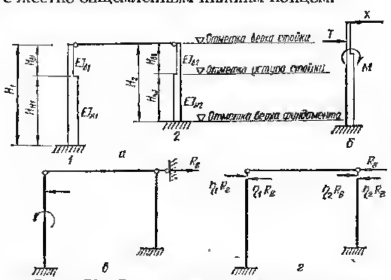


Рис. 9.58. Расчет однопролетного поперечника:
а — расчетная схема соответственно поперечника и стойки; в — основная система; г — учет смещений.

Реакцию $R_B^{\cdot}$ от любой внешней нагрузки с учетом упругой заделки стойки в основании можно определить по формуле (рис. 9.57)

$$R_B^{\cdot} = R_B - \frac{M + QH_ф}{H + H_ф + \dfrac{C}{R_\Delta (H + H_ф)}}, \tag{9.51}$$

где M и Q — усилия в нижнем сечении стойки от внешней нагрузки, вычисленные без учета упругой заделки;

H и $H_ф$ — соответственно высота стойки и фундамента;

R_Δ — горизонтальная реакция в опорах стойки с нижним жестко защемленным концом от взаимного смещения ее концов на 1, определяемая по табл. 16.9.

Жесткость основания под фундаментом C при использовании модели Винклера определяется по формуле

$$C = kI, \tag{9.52}$$

где k — коэффициент постели;

I — момент инерции подошвы фундамента.

При применении модели упругого полупространства жесткость основания под фундаментом C может быть приближенно определена по формуле

$$C = 0{,}275 E_0 a^3 \sqrt[3]{m^2}, \tag{9.53}$$

где E_0 — модуль деформации грунта, слагающего основания;

$m = \frac{b}{a}$ — соотношение сторон подошвы фундамента;

a, b — стороны подошвы фундамента, соответственно параллельная плоскости изгиба колонны и перпендикулярная ей.

Горизонтальная реакция $R_\Delta^{\cdot}$ в опорах стоек от единичного взаимного смещения ее концов определяется с учетом упругой заделки в основании по формуле

$$R_\Delta^{\cdot} = \frac{1}{\dfrac{(H + H_ф)^2}{C} + \dfrac{1}{R_\Delta}}. \tag{9.54}$$

Усилия в стойках поперечников определяют как в консоли, находящейся под действием нагрузки, приложенной непосредственно к рассматриваемой стойке, и реактивного усилия X, приложенного к верху стойки.

Расчет поперечников должен производиться с учетом возможного смещения ригеля.

Расчет поперечников с ригелями в одном уровне. Расчетная схема однопролетного поперечника показана на рис. 9.58, *а*.

Закрепим рассчитываемый поперечник от смещений (рис. 9.58, *в*). В фиктивной связи под действием внешней нагрузки, приложенной к стойке, возникает реакция R_B, величина которой может быть определена с помощью табл. 16.1—16.8.

Снимем фиктивную связь и произведем расчет поперечника на действие горизонтальной силы, равной по величине, но обратной по знаку реакции R_B, которая распределится между стойками поперечника пропорционально их удельным сопротивлениям сдвигу (рис. 9.58, *г*).

Удельным сопротивлением сдвигу η будем называть приходящуюся на рассматриваемую стойку долю единичной горизонтальной силы, приложенной в уровне ригеля поперечника.

Удельные сопротивления сдвигу стоек однопролетного поперечника определяют по формулам:

$$\eta_1 = \frac{R_{\Delta 1}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2}}; \quad \eta_2 = \frac{R_{\Delta 2}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2}}, \tag{9.55}$$

где $R_{\Delta 1}$ и $R_{\Delta 2}$ — горизонтальные реакции в опорах стоек 1 и 2 от взаимного смещения концов стоек на единицу, определяемые по табл. 16.9.

Очевидно $\eta_1 + \eta_2 = 1$.

Для симметричных поперечников

$$\eta_1 = \eta_2 = \eta = 0{,}5.$$

Действительные усилия находим, суммируя усилия в основной системе (рис. 9,58, *в*) и усилия от смещений (рис. 9,58, *г*):

а) при приложении нагрузки к стойке 1

$$X = R_B(1 - \eta_1) = R_B\eta_2; \tag{9.56}$$

б) при приложении нагрузки к стойке 2

$$X = R_B(1 - \eta_2) = R_B\eta_1 \tag{9.57}$$

При действии на стойки крановой или местной нагрузки смещаются не только стойки рассматриваемого плоского поперечника, но происходит поворот всего температурного блока здания, т. е. в сопротивление смещению вовлекаются и остальные стойки блока.* Удельные сопротивления сдвигу стоек расчетного поперечника определяются при этом с учетом пространственной работы блока здания по формулам:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{R_{\Delta 1}}{(R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2})\,c_{пр}}; \quad \bar{\eta}_2 = \frac{R_{\Delta 2}}{(R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2})\,c_{пр}}, \tag{9.58}$$

где $c_{пр}$ — коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания. При этом, естественно, $\bar{\eta}_1 + \bar{\eta}_2 \neq 1$.

Значения коэффициента $c_{пр}$ в зависимости от числа поперечников в температурном блоке приведены в табл. 9.22.

* Э. Е. Сигалов, С. Г. Стронгин. Учет пространственной работы каркаса одноэтажного производственного здания из сборного железобетона. Труды МИИГС. Сб. 7. М., Госстройиздат, 1957.

Таблица 9.22. Значения коэффициентов $c_{пр}$

Количество поперечников в блоке	Значение $c_{пр}$ при расчете поперечников			Количество поперечников в блоке	Значение $c_{пр}$ при расчете поперечников		
	крайнего	второго от торца	третьего от торца		крайнего	второго от торца	третьего от торца
4	1,67	3,33	—	9	2,90	4,03	5,68
5	1,84	3,39	5,53	10	3,15	4,23	5,78
6	2,15	3,51	5,57	11	3,40	4,47	5,92
7	2,36	3,67	5,59	12	3,63	4,67	6,05
8	2,65	3,83	5,65				

При расчете поперечников на действие крановой нагрузки с учетом пространственной работы каркаса следует рассчитывать поперечник второй от торца здания или температурного шва, так как в нем возникают наибольшие усилия.

Используя формулы (9.55) — (9.58) можем записать формулы для определения усилий X в однопролетных поперечниках от основных видов нагрузки.

При этом, так как при действии крановых нагрузок учитывается пространственная работа температурного блока здания, значения усилий X, передаваемых покрытием на стойки поперечника, оказываются различными для левой и правой стоек, т. е. $X_1 \neq X_2$.

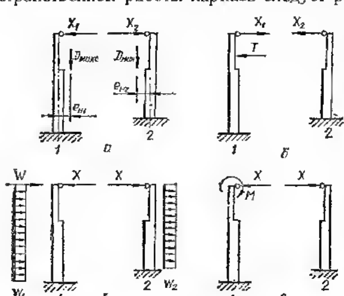


Рис. 9.59. Расчетные схемы однопролетных поперечников и положительные направления усилий x:

а — вертикальная крановая нагрузка; *б* — горизонтальная крановая нагрузка; *в* — ветровая нагрузка; *г* — сосредоточенный момент, приложенный в верхнем узле стойки.

1. К поперечнику приложена вертикальная крановая нагрузка (рис. 9.59, *а*):

а) несимметричный поперечник:

$$X_1 = k_{21}\frac{D_{макс}e_{н1}}{H_1}(1-\bar{\eta}_1) + k_{22}\frac{D_{мин}e_{н2}}{H_2}\bar{\eta}_1;$$
$$X_2 = k_{21}\frac{D_{макс}e_{н1}}{H_1}\bar{\eta}_2 + k_{22}\frac{D_{мин}e_{н2}}{H_2}(1-\bar{\eta}_2); \qquad (9.59)$$

б) симметричный поперечник:

$$X_1 = \frac{k_2 e_н}{H}\left[D_{макс}\left(1-\frac{1}{2c_{пр}}\right) + D_{мин}\frac{1}{2c_{пр}}\right];$$
$$X_2 = \frac{k_2 e_н}{H}\left[D_{макс}\frac{1}{2c_{пр}} + D_{мин}\left(1-\frac{1}{2c_{пр}}\right)\right], \qquad (9.60)$$

где k_{21} и k_{22} — коэффициенты, определяемые для стоек 1 и 2 по табл. 16.2.

2. К поперечнику (к стойке 1) приложена горизонтальная крановая нагрузка от поперечного торможения крана (рис. 9.59, *б*):

а) несимметричный поперечник:

$$X_1 = k_{31}T(1-\bar{\eta}_1);$$
$$X_2 = k_{31}T\bar{\eta}_2; \qquad (9.61)$$

б) симметричный поперечник:

$$X_1 = k_{31} T \left(1 - \frac{1}{2c_{пр}}\right); \qquad (9.62)$$

$$X_2 = k_{31} T \frac{1}{2c_{пр}},$$

где k_{31} — коэффициент, определяемый для стойки 1 по табл. 16.3.

3. К поперечнику приложена ветровая нагрузка (рис. 9.59, *в*):

а) несимметричный поперечник

$$X = \eta_2 (W + k_{71} H_1 w_1) - \eta_1 k_{72} H_2 w_2; \qquad (9.63)$$

б) симметричный поперечник

$$X = \frac{1}{2} [W + H k_7 (w_1 - w_2)], \qquad (9.64)$$

где k_{71} и k_{72} — коэффициенты, определяемые для стоек 1 и 2 по табл. 16.7.

4. Ко всем поперечникам температурного блока в верхнем узле стойки 1 приложены сосредоточенные моменты (рис. 9.59, *г*):

а) несимметричный поперечник

$$X = k_{11} \frac{M}{H} \eta_2; \qquad (9.65)$$

б) симметричный поперечник

$$X = \frac{k_1 M}{2H}, \qquad (9.66)$$

где k_{11} — коэффициент, определяемый для стойки 1 по табл. 16.1.

В разделе II приводится числовой расчет однопролетного симметричного поперечника по предлагаемым формулам на все виды нагрузок.

Пример 9.5. Определить изгибающие моменты в стойках однопролетного несимметричного поперечника (рис. 9.60, *а*) от действия ветровой нагрузки.

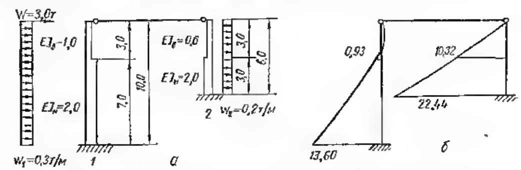


Рис. 9.60. Расчет однопролетного поперечника на ветровую нагрузку:
а — расчетная схема; *б* — эпюра изгибающих моментов.

Определяем удельные сопротивления сдвигу стоек поперечника.

Стойка 1

По табл. 16.9 при $n = \frac{EI_в}{EI_н} = \frac{1,0}{2,0} = 0,5$ и $\lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{10,0} = 0,3$ $k_{91} = 2,921$;

$$R_{\Delta 1} = k_9 \frac{EI_н}{H^3} = 2,921 \frac{2,0}{10,0^3} = 0,0058 \ Т/м.$$

Стойка 2

По табл. 16.9 при $n = \frac{EI_в}{EI_н} = \frac{0,6}{2,0} = 0,3$ и $\lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{6,0} = 0,5$ $k_{92} = 2,323$;

$$R_{\Delta 2} = k_9 \frac{EI_н}{H^3} = 2,323 \frac{2,0}{6,0^3} = 0,0215 \ Т/м;$$

$$\eta_1 = \frac{R_{\Delta 1}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2}} = \frac{0,0058}{0,0058 + 0,0215} = 0,213;$$

$$\eta_2 = \frac{R_{\Delta 2}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2}} = \frac{0,0215}{0,0058 + 0,0215} = 0,787.$$

По формуле (9.63) находим продольное усилие в ригеле поперечника.

По табл. 16.7 при $n = 0{,}5$ и $\lambda = 0{,}3$ находим $k_{71} = 0{,}3681$ и при $n = 0{,}3$ и $\lambda = 0{,}5$ $k_{72} = 0{,}3326$.

$$X = \eta_2 (W + k_{71} H_1 w_1) - \eta_1 k_{72} H_2 w_2 = 0{,}787\,(3{,}0 + 0{,}3681 \cdot 10{,}0 \cdot 0{,}3) -$$
$$- 0{,}213 \cdot 0{,}3326 \cdot 6{,}0 \cdot 0{,}2 = 3{,}14 \text{ т}.$$

Изгибающие моменты в нижних сечениях стоек.

Стойка 1

$$M_1 = (3{,}14 - 3{,}00)\,10{,}0 - \frac{0{,}3 \cdot 10{,}0^2}{2} = -13{,}60 \text{ т} \cdot \text{м},$$

Стойка 2

$$M_2 = -3{,}14 \cdot 6{,}0 - \frac{0{,}2 \cdot 6{,}0^2}{2} = -22{,}44 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Окончательная эпюра моментов приведена на рис. 9.60, *б*.

Расчет многопролетных поперечников при количестве стоек три и более на действие вертикальных нагрузок от покрытия и стен, а также на действие крановых нагрузок, учитывая пространственную работу каркаса здания, разрешается производить без учета смещений верха стоек. Расчет поперечников при этом сводится к расчету отдельных стоек с нижними защемленными и верхними шарнирно опертыми концами на действие непосредственно приложенных к ним нагрузок.

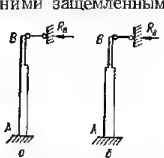


Рис. 9.61. Расчетные схемы стоек многопролетных поперечников при действии вертикальных и крановых нагрузок:
а — крайних; *б* — средних.

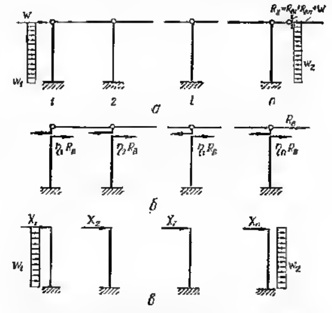


Рис. 9.62. Расчет многопролетного поперечника на ветровую нагрузку:
а — основная система, *б* — усилия от смещений; *в* — схема для определения окончательных усилий.

Расчетные схемы крайних и средних стоек показаны на рис. 9.61.

Горизонтальные реакции R_B в верхних опорах стоек определяются с помощью таблиц раздела III в соответствии со схемой нагрузок. После определения горизонтальной реакции в верхней опоре изгибающие моменты в стойке определяются как в консоли — от действия внешней нагрузки и горизонтальной реакции R_B.

Расчет многопролетных поперечников на ветровую нагрузку рекомендуется производить методом деформаций.

В качестве основной системы принимаем раму с несмещающимися узлами (рис. 9.62, *а*).

Усилие в фиктивной связи определяется как сумма верхних опорных реакций в нагруженных стойках поперечника, т. е.

$$R_B = R_{B1} + R_{Bn} + W;$$
$$R_{B1} = k_{71} w_1 H_1; \qquad (9.67)$$
$$R_{Bn} = k_{7n} w_2 H_n,$$

где k_{71} и k_{7n} — коэффициенты, определяемые для крайних загруженных стоек 1 и n по табл. 16.7.

Реакция R_B после снятия фиктивной связи распределяется между стойками поперечника пропорционально их удельным сопротивлениям сдвигу (рис. 9.62, *б*).

Удельное сопротивление сдвигу стойки i поперечника, состоящего из n стоек, определяется по формуле

$$\eta_i = \frac{R_{\Delta i}}{\sum\limits_{1}^{n} R_\Delta}. \qquad (9.68)$$

Суммируя усилия в основной системе и от смещения (рис. 9.62, *а* и *б*), находим окончательные значения изгибающих моментов в стойках, рассматривая их как консоли, находящиеся под действием местной нагрузки (крайние стойки поперечника) и реакции покрытия X (рис. 9. 62, *в*).

Усилия X, передаваемые на стойки покрытием, определяются по формулам:

$$X_1 = R_{B1} - R_B\eta_1;$$
$$X_2 = -R_B\eta_2;$$
$$. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad .$$
$$X_i = -R_B\eta_i; \qquad (9.69)$$
$$. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad .$$
$$X_n = R_{Bn} - R_B\eta_n.$$

Рис. 9.63. Расчет двухпролетного поперечника:
а — расчетная схема, *б* — действие силы R_B; *в* — эпюра изгибающих моментов

В разделе III приводится числовой пример расчета трехпролетного поперечника по предлагаемой методике на все виды нагрузок.

Пример 9.6. Определить изгибающие моменты от ветровой нагрузки в стойках двухпролетного поперечника, изображенного на рис. 9.63, *а*.

Определяем удельные сопротивления стоек сдвигу и реакции покрытия в основной системе.

Стойка 1

По табл. 16.9 и 16.7 при $n = \frac{EI_в}{EI_н} = \frac{1,0}{3,0} = 0,3$ и $\lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{10,0} = 0,3$ находим

$$k_{91} = 2,823; \quad k_{71} = 0,3596.$$

Тогда

$$R_{\Delta 1} = k_{91}\frac{EI_н}{H^3} = 2,823\frac{3,0}{10,0^3} = 0,0085\ T/м;$$

$$R_{B1} = k_{71}w_1H_1 = 0,3596 \cdot 0,3 \cdot 10,0 = 1,08\ т.$$

Стойка 2

По табл. 16.9 при $n = \frac{EI_в}{EI_н} = \frac{1,0}{3,0} = 0,3$ и $\lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{6,0} = 0,5$ находим $k_{92} = 2,323$.

Тогда $R_{\Delta 2} = k_{92}\frac{EI_н}{H^3} = 2,323\frac{3,0}{6,0^3} = 0,0323\ T/м;$

Стойка 3

По табл. 16.9 и 16.7 и при $n = 1$ находим $k_{93} = 3{,}000$; $k_{73} = 0{,}3750$.

Тогда $R_{\Delta 3} = k_{93}\frac{EI_{в}}{H^3} = 3{,}000\frac{2{,}0}{10{,}0^3} = 0{,}0060\ т/м$;

$$R_{B3} = k_{73}w_2H_3 = 0{,}3750 \cdot 0{,}2 \cdot 10{,}0 = 0{,}750\ т.$$

$$\eta_1 = \frac{R_{\Delta 1}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2} + R_{\Delta 3}} = \frac{0{,}0085}{0{,}0085 + 0{,}0323 + 0{,}0060} = 0{,}18;$$

$$\eta_2 = \frac{R_{\Delta 2}}{R_{\Delta 1} + R} = \frac{0{,}0323}{0{,}0085 + 0{,}0323 + 0{,}0060} = 0{,}69;$$

$$\eta_3 = \frac{R_{\Delta 3}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2} + R_{\Delta 3}} = \frac{0{,}0060}{0{,}0085 + 0{,}0323 + 0{,}0060} = 0{,}13.$$

Усилие в фиктивной связи определяем по формуле (9.67):

$$R_B = R_{B1} + R_{B3} + W = 1{,}08 + 0{,}75 + 3{,}0 = 4{,}83\ т.$$

По формулам (9.69) находим усилия X, передаваемые покрытием на стойки поперечника (см. рис. 9.63, *б*), T:

$$X_1 = R_{B1} - R_B\eta_1 = 1{,}08 - 4{,}83 \cdot 0{,}18 = 0{,}21;$$

$$X_2 = -R_B\eta_2 = -4{,}83 \cdot 0{,}69 = -3{,}33;$$

$$X_3 = R_{B3} - R_B\eta_3 = 0{,}75 - 4{,}83 \cdot 0{,}13 = 0{,}12.$$

Окончательные значения изгибающих моментов (см рис. 9.63, *в*) находим, рассматривая стойки поперечника как консоли, находящиеся под действием усилий X и местной нагрузки.

Изгибающие моменты в нижних сечениях стоек:

$$M_1 = 0{,}21 \cdot 10{,}0 - \frac{0{,}3 \cdot 10{,}0^2}{2} = -12{,}90\ т \cdot м;$$

$$M_2 = -3{,}83 \cdot 6{,}0 = -19{,}98\ т \cdot м;$$

$$M_3 = 0{,}12 \cdot 10{,}0 - \frac{0{,}2 \cdot 10{,}0^2}{2} = -8{,}80\ т \cdot м.$$

Расчет многопролетных поперечников с ригелями в разных уровнях. Расчет многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях

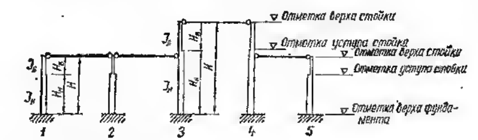


Рис. 9.64. Расчетная схема многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях.

(рис. 9.64) на действие вертикальных нагрузок от покрытия, стен и крановых нагрузок разрешается производить без учета смещения ригелей.

Расчет поперечника на указанные нагрузки сводится к независимому расчету отдельных стоек на непосредственно приложенные к ним нагрузки.

Стойки поперечника, к которым примыкают ригели в одном уровне, рассчитываются по схемам, показанным на рис. 9.61.

Стойки поперечника, к которым примыкают ригели в разных уровнях, рассчитываются по схеме, показанной на рис. 9.65, *а*. Расчет таких стоек рекомендуется выполнять методом сил, принимая основную систему, показанную на рис. 9.65, *б*.

Величины изгибающих моментов в стойке определяют по формуле

$$M = M_P + M_1X, \tag{9.70}$$

где M_P — изгибающие моменты в основной системе от внешней нагрузки;
M_1 — изгибающие моменты в основной системе от единичного значения неизвестного X (рис. 9, 65, *в*).

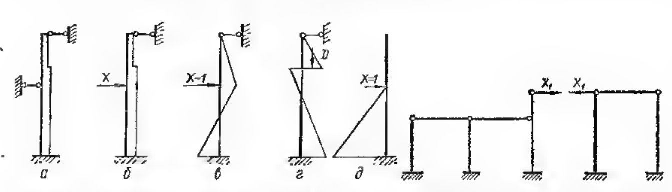


Рис. 9.65. Схема расчета стойки многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях на действие вертикальных и крановых нагрузок:

а — расчетная схема стойки; *б* — основная система; *в*, *г* — эпюры моментов в основной системе соответственно от $X = 1$ и от крановой нагрузки; *д* — эпюра моментов в консольной стойке от $X = 1$.

Рис. 9.66. Основная система при расчете поперечника на действие ветровой нагрузки.

Неизвестное усилие X определяется из уравнения

$$X\delta_{11} + \delta_{1P} = 0, \qquad (9.80)$$

где δ_{11} и δ_{1P} — перемещения в основной системе по направлению X соответственно от внешней нагрузки и единичного значения неизвестного X.

При определении перемещений δ_{11} и δ_{1P} целесообразно использовать вспомогательную эпюру моментов в консольной стойке от действия силы $X = 1$ (рис. 96.5, *д*). Величина δ_{1P} определяется умножением эпюры моментов от действия в основной системе внешней нагрузки (рис. 9.65, *г*) на эпюру, изображенную на рис. 9.65, *д*. Аналогично при определении перемещения δ_{11} перемножают эпюры моментов, изображенные на рис. 9.65, *в* и *д*. Перемножение эпюр рекомендуется выполнять с помощью табл. 17.13.

Расчет многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях на ветровую нагрузку рекомендуется производить методом сил.

Для расчета рекомендуется принимать статически неопре-

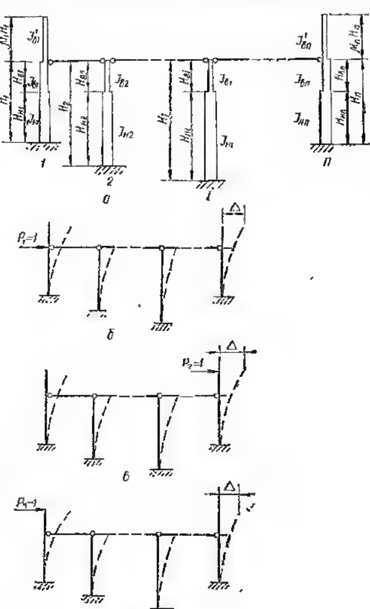


Рис. 9.67. Определение перемещений в основной системе:

а — основная система; *б* — схема деформаций при действии силы P_1; *в* — то же, при действии силы P_2; *г* — то же, при действии силы P_3.

делимую основную систему, состоящую из группы поперечников с ригелями в одном уровне. Такую основную систему следует образовывать, разрезая ригель повышенного пролета у стоек, объединяющих пролеты разной высоты (рис. 9.66). Усилия в разрезанных ригелях принимают в качестве лишних неизвестных.

Усилия в статически неопределимых элементах основной системы могут быть определены с помощью приведенной выше методики расчета поперечников с ригелями в одном уровне.

Неизвестные усилия в ригелях определяют из решения канонических уравнений метода сил, имеющих для рамы (9.66) вид

$$X_1\delta_{11} + \delta_{1P} = 0. \qquad (9.81)$$

Коэффициенты уравнения δ_{11} и δ_{1P} представляют собой соответственно смещения верхних концов стоек у разрезанного ригеля от $X_1 = 1$ и внешних воздействий.

Для определения перемещений элементов основной системы можно воспользоваться приведенными ниже формулами для определения перемещения Δ верха n-ой стойки поперечника, изображенного на рис. 9.67, *а*.

1. При действии силы $P_1 = 1$ (рис. 9,67, *б*)

$$\Delta = \eta_n \frac{H_n^3}{EI_{нn}}\left(\frac{1}{k_{9n}} + \frac{\mu_n}{k_{10n}}\right). \qquad (9.82)$$

2. При действии силы $P_2 = 1$ (рис. 9.67, *в*)

$$\Delta = \frac{H_n^3\mu_n^3}{3EI'_{вn}} + \frac{H_n^3}{EI_{нn}}\left(\frac{1}{k_{9n}} + \frac{\mu_n}{k_{10n}}\right)[\eta_n - k_{1n}\mu_n(1-\eta_n)] + $$
$$+ \frac{H_n^3}{EI_{нn}}\left(\frac{\mu_n}{k_{10n}} + \frac{\mu_n^2}{k_{11n}}\right). \qquad (9.83)$$

3. При действии силы $P_3 = 1$ (рис. 9.67, *г*)

$$\Delta = \eta_n \frac{H_n^3}{EI_{нn}}\left(\frac{1}{k_{9n}} + \frac{\mu_n}{k_{10n}}\right)(1 + k_{11}\mu_1). \qquad (9.84)$$

В формулах (9.82) — (9.84)

$\eta_1, \eta_2, \ldots, \eta_n$ — удельные сопротивления сдвигу стоек 1, 2, ..., n, определяемые по формуле (9.68);

k_{11} и k_{1n} — коэффициенты, определяемые для стоек 1 и n по табл. 16.1 при $y = 0$;

k_{9n}, k_{10n}, k_{11n} — коэффициенты, определяемые для стойки по табл. 16.5, 16.9—16.11.

μ_1 и μ_n — показаны на рис. 9.67, *а*.

При определении перемещений, вызванных ветровой нагрузкой, распределенной по высоте крайней стойки в качестве силы P_1, следует принимать реакцию R_B, определяемую по табл. 16.7, как для стойки с шарнирно-неподвижной опорой.

Коэффициенты канонических уравнений (9.81) определяются как суммы соответствующих перемещений Δ.

Окончательные значения изгибающих моментов в сечениях стоек поперечника определяются по формуле

$$M = M_P + M_1X_1, \qquad (9.85)$$

где M_P и M_1 — изгибающие моменты, вычисленные в основной системе от действия внешних сил и единичных значений неизвестных;

X_1 — усилие в ригеле повышенного пролета.

Пример 9.7. Определить изгибающие моменты в сечениях стоек поперечника, изображенного на рис. 9.68.

Определяем по табл. 16.1, 16.7, 16.9—16.11 коэффициенты, необходимые для расчета поперечника.

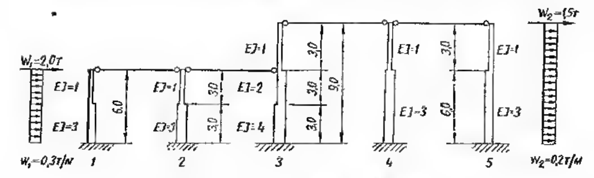


Рис. 9.68. Расчетная схема поперечника.

Стойки 1 и 2

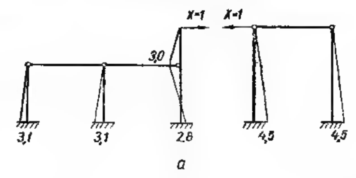
$$n = \frac{EI_в}{EI_н} = \frac{1,0}{3,0} = 0,3; \quad \lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{6,0} = 0,5; \quad k_7 = 0,3326; \quad k_9 = 2,323;$$

$$R_{\Delta 1} = R_{\Delta 2} = k_9 \frac{EI_н}{H^3} = 2,323 \frac{3,0}{6,0^3} = 0,0323 \ Т/м.$$

Стойка 3

$$n = \frac{EI_в}{EI_н} = \frac{2,0}{4,0} = 0,5; \quad \lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{6,0} = 0,5; \quad \mu = \frac{3,0}{6,0} = 0,5; \quad k_1 = 1,667;$$

$$k_9 = 2,667; \quad k_{10} = 1,600; \quad k_{11} = 0,667; \quad R_{\Delta 3} = k_9 \frac{EI_н}{H^3} = 2,667 \frac{4,0}{6,0^3} = 0,0495 \ Т/м.$$



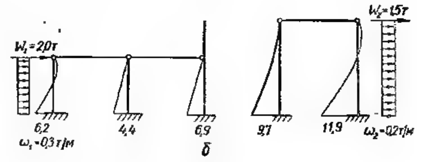


Рис. 9.69. Эпюры изгибающих моментов в основной системе:

а — при действии усилия $X' = 1$; *б* — при действии ветровой нагрузки.

Стойки 4 и 5

$$n = \frac{EI_в}{EI_н} = \frac{1,0}{3,0} = 0,3; \quad \lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3,0}{9,0} = 0,3; \quad k_7 = 0,3596; \quad k_9 = 2,823;$$

$$R_{\Delta 4} = k_9 \frac{EI_н}{H^3} = 2,823 \frac{3,0}{9,0^3} = 0,0116 \ Т/м.$$

Удельные сопротивления сдвигу стоек поперечника в основной системе находим по формуле (9.68):

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{R_{\Delta 1}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2} + R_{\Delta 3}} = \frac{0,0323}{0,0323 + 0,0323 + 0,0495} = 0,28;$$

$$\eta_3 = \frac{R_{\Delta 3}}{R_{\Delta 1} + R_{\Delta 2} + R_{\Delta 3}} = \frac{0,0495}{0,0323 + 0,0323 + 0,0495} = 0,44.$$

Стойки 4 и 5 имеют одинаковые сечения и высоту. В силу этого $\eta_4 = \eta_5 = 0,500$.

По приведенной выше методике рассчитываем элементы основной системы как поперечники с ригелями в одном уровне на действие внешней нагрузки и единичного значения неизвестного X_1. Эпюры изгибающих моментов приведены на рис. 9.69.

Определяем перемещения элементов основной системы от действия $X = 1$ по формулам (9.82) — (9.84):

$$\Delta_1^{'} = \frac{H_3^3\mu_3^3}{3EI_{н3}^{'}} + \frac{H_3^3}{EI_{н3}}\left(\frac{1}{k_9} + \frac{\mu_3}{k_{10}}\right)[\eta_3 - k_{11}\mu_3(1-\eta_3)] + \frac{H_3^3}{EI_{н3}}\left(\frac{\mu_3}{k_{10}} + \frac{\mu_3^2}{k_{11}}\right) =$$

$$= \frac{6{,}0^3 \cdot 0{,}5^3}{3 \cdot 1{,}0} + \frac{6{,}0^3}{4{,}0}\left(\frac{1}{2{,}667} + \frac{0{,}5}{1{,}600}\right)[0.44 - 1{,}667 \cdot 0{,}5 \cdot (1 - 0{,}44)] +$$

$$+ \frac{6{,}0^3}{4{,}0}\left(\frac{0{,}5}{1{,}600} + \frac{0{,}5^2}{0{,}667}\right) = 47{,}1.$$

$$\Delta_1^{''} = \eta_4 \frac{H_4^3}{EI_{н4}}\left(\frac{1}{k_9} + \frac{\mu_4}{k_{10}}\right) = 0{,}50\,\frac{9{,}0^3}{3{,}0}\left(\frac{1}{2{,}823} + 0\right) = 43{,}0.$$

С помощью табл. 16.7 находим реакции в верхних опорах стоек 1 и 5:

$$R_{B1} = k_7 w_1 H_1 = 0{,}3326 \cdot 0{,}3 \cdot 6{,}0 = 0{,}6\ т.$$

$$R_{B5} = k_7 w_2 H_5 = 0{,}3596 \cdot 0{,}2 \cdot 9{,}0 = 0{,}65\ т.$$

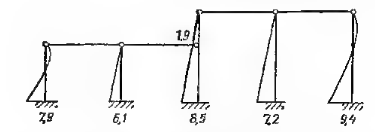


Рис. 9.70. Окончательная эпюра изгибающих моментов.

Смещение верха стойки 3 в основной системе от действия ветровой нагрузки находим по формуле (9.82), принимая

$P_1 = R_{B1} + W_1 = 0{,}6 + 2{,}6 = 2{,}6\ т$:

$$\Delta_P^{'} = P_1\eta_3 \frac{H_3^3}{EI_{н3}}\left(\frac{1}{k_9} + \frac{\mu_3}{k_{10}}\right) = 2{,}6 \cdot 0{,}44\,\frac{6{,}0^3}{4{,}0}\left(\frac{1}{2{,}667} + \frac{0{,}5}{1{,}600}\right) = 42{,}4.$$

Смещение верха стойки 4 определяем по формуле (9.82) при

$P_1 = R_{B5} + W_2 = 0{,}65 + 1{,}5 = 2{,}15\ т$:

$$\Delta_P^{''} = P_1\eta_4 \frac{H_4^3}{EI_{н4}}\left(\frac{1}{k_9} + \frac{\mu_4}{k_{10}}\right) = 2{,}15 \cdot 0{,}50\,\frac{9{,}0^3}{3{,}0}\left(\frac{1}{2{,}823} + 0\right) = 92{,}6.$$

Определяем коэффициенты канонического уравнения метода сил

$$X_1\delta_{11} + \delta_{1P} = 0;$$

$$\delta_{11} = \Delta_1^{'} + \Delta_1^{''} = 47{,}1 + 43{,}0 = 90{,}1;$$

$$\delta_{1P} = \Delta_P^{'} - \Delta_P^{''} = 42{,}4 - 92{,}6 = -50{,}2.$$

Усилие в ригеле повышенного пролета

$$X_1 = -\frac{\delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{50{,}2}{90{,}1} = 0{,}56\ Т.$$

Окончательные значения изгибающих моментов находим по формуле (9.85). Например, изгибающий момент в нижнем сечении стойки 1

$$M = 6{,}2 + 3{,}1 \cdot 0{,}56 = 7{,}9\ т \cdot м.$$

Окончательная эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 9.70.

Расчет поперечников и продольных рам на температурные воздействия. При расстоянии между температурными швами, превышающем величины, приведенные в табл. 1.5, и при применении в покрытии конструкций с ненапрягаемой арматурой или предварительно напряженных 3-й категории трещиностойкости необходим расчет каркаса на температурные воздействия. Для предварительно напряженных конструкций 1 и 2-й категорий трещиностойкости расчет на температурные воздействия необходим во всех случаях.

Расчетные колебания температуры устанавливают с учетом возможных отклонений от обычных условий эксплуатации конструкции. Изменение температуры характеризуется величиной температурного перепада ΔT, величина которого может быть определена по формуле

$$\Delta T = T_{экс} - T_з, \qquad (9.86)$$

где $T_{экс}$ — температура воздуха, принимаемая для отапливаемых зданий равной расчетной температуре воздуха внутри помещений; для неотапливаемых зданий $T_{экс}$ соответствует средней температуре воздуха наиболее холодной пятидневки, либо средней температуре воздуха в 13 *ч* для самого жаркого месяца;

$T_з$ — температура воздуха в момент окончательного закрепления горизонтальных конструкций к колонне (может быть принята равной средней температуре воздуха за три самых холодных или жарких месяца района строительства).

В расчете учитывается наиболее невыгодное изменение температуры. Величину расчетного температурного перепада рекомендуется определять, пользуясь данными раздела IV.

На величину усилий, действующих в элементах каркаса, существенно влияют жесткость основания под фундаменты колонн и жесткость самих колонн. На практике жесткость основания под фундаменты зачастую принимают равной бесконечности, рассматривая колонны как жестко защемленные в нижнем сечении. Полученные при таком подходе усилия могут значительно превышать фактически действующие. В приведенных ниже формулах учитывается поворот фундаментов путем введения величины жесткости основания фундамента C, определяемой по формуле (9.52) или (9.53). Решение для стоек, жестко защемленных в нижнем сечении, находится как частный случай при значении C, равном бесконечности.

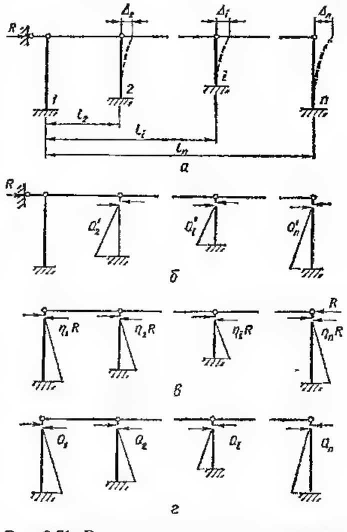


Рис. 9.71. Расчет многопролетного поперечника на температурные воздействия:

а — схема деформаций в основной системе; *б* — эпюра моментов в основной системе; *в* — эпюра моментов при действии силы R; *г* — окончательная эпюра моментов.

Жесткость сечений колонн следует определять как при длительном действии нагрузок с учетом возможного образования трещин. Для практических расчетов можно в приведенных ниже формулах в качестве жесткости EI принимать величину $0{,}5E_б I_п$, где $E_б$ — начальный модуль упругости бетона, $I_п$ — момент инерции приведенного сечения колонны.

При расчете каркаса на температурные воздействия в практических расчетах учитывают температурные деформации продольных конструкций. Упругими деформациями вертикальных связей и продольных конструкций обычно пренебрегают.

Расчет многопролетных поперечников на температурные воздействия рекомендуется выполнять методом деформаций, закрепляя в основной системе ригели от горизонтальных смещений.

При изменении температуры конструкций покрытия верхние концы стоек поперечника получают смещения, величина которых может быть определена в основной системе (рис. 9.71) по формулам:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= 0; \\ \Delta_2 &= l_2\alpha\Delta T; \\ &\ldots\ldots \\ \Delta_i &= l_i\alpha\Delta T; \\ &\ldots\ldots \\ \Delta_n &= l_n\alpha\Delta T, \end{aligned} \qquad (9.87)$$

где α — коэффициент линейного расширения, принимаемый для железобетонных конструкций равным $1 \cdot 10^{-5}$ *град*$^{-1}$, а для стальных конструкций — $1{,}2 \cdot 10^{-5}$ *град*$^{-1}$.

При этом в фиктивной связи возникает реакция R, равная сумме поперечных сил в стойках поперечника, т. е. (рис. 9.71, *б*)

$$R = \sum_{i=1}^{n} Q_i', \qquad (9.88)$$

где $Q_i' = R_{\Delta i}'\Delta_i$.

Здесь R_Δ' — реакция в шарнирной опоре стойки от единичного взаимного смещения опор, определяемая с учетом деформативности основания по формуле (9.54). При расчете поперечников со стойками, жестко защемленными в нижнем сечении, вместо R_Δ' в формулу (9.88) подставляют значения R_Δ, определяемые по табл. 16.9.

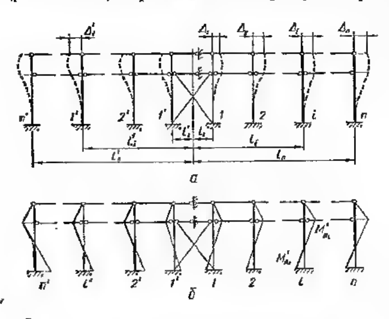
Окончательные значения поперечных сил в стойках поперечника (рис. 9.71, *г*) определяют как сумму поперечных сил в основной системе Q_i' и поперечных сил, возникающих при расчете поперечника на действие смещающей силы R (рис. 9.71, *в*), т. е.

$$\begin{aligned} Q_1 &= \eta_1 R; \\ Q_2 &= Q_2' - \eta_2 R; \\ &\ldots\ldots \\ Q_i &= Q_i' - \eta_i R; \\ &\ldots\ldots \\ Q_n &= Q_n' - \eta_n R, \end{aligned} \qquad (9.89)$$

где η — удельные сопротивления стоек сдвигу, определяемые по формуле

$$\eta_i = \frac{R_{\Delta i}'}{\sum_{r=1}^{n} R_{\Delta r}'} . \qquad (9.90)$$

При жестком защемлении стоек в нижнем сечении удельные сопротивления стоек сдвигу определяют по формуле (9.68).



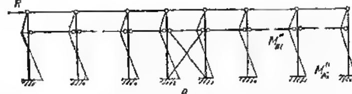


Рис. 9.72. Изгибающие моменты в стойках продольной рамы каркаса здания, оборудованного мостовыми кранами:

а — схема деформаций в основной системе; *б* — эпюра моментов в основной системе; *в* — при действии силы R.

Изгибающие моменты в стойках поперечника определяют как произведения найденных поперечных сил Q на расстояния от верха стойки до рассматриваемого сечения (рис. 9.71, *в*).

Расчет на температурные воздействия продольных рам бескрановых цехов без вертикальных связей выполняют по описанной методике расчета многопролетных поперечников.

При расчете продольных рам промышленных зданий, оборудованных мостовыми кранами, для образования основной системы фиктивные связи вводят на оси пролета с вертикальными связями (рис. 9.72, *а*).

При изменении температуры и удлинения горизонтальных элементов каркаса стойки сместятся в уровне конструкций покрытия и подкрановых балок. Например, для стоек, расположенных справа от пролета, закрепленного вертикальными связями:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= l_1 \alpha \Delta T; \\ \Delta_2 &= l_2 \alpha \Delta T; \\ &\dots\dots \\ \Delta_i &= l_i \alpha \Delta T; \\ &\dots\dots \\ \Delta_n &= l_n \alpha \Delta T. \end{aligned} \tag{9.91}$$

В стойках рамы возникают изгибающие моменты, величина которых может быть определена по формулам (рис. 9.72, *б*):

$$\begin{aligned} M'_{Ai} &= \frac{EI_{\text{н}i}}{H_i^2}\left[k_{A1} - \left(k_{A1}H_{\text{ф}i} + \frac{k_{A2}}{H_i}\right)\varphi_i\right]\Delta_i; \\ M'_{Bi} &= \frac{EI_{\text{н}i}}{H_i^2}\left[k_{B1} - \left(k_{B1}H_{\text{ф}i} + \frac{k_{B2}}{H_i}\right)\varphi_i\right]\Delta_i, \end{aligned} \tag{9.92}$$

где

$$\varphi_i = \frac{k_{A1} + \dfrac{k_{A1} + k_{B1}}{H_{\text{н}i}}}{H_{\text{ф}i}k_{A1} + \dfrac{k_{A2}}{H_i} + \dfrac{H_i^2 C}{EI_{\text{н}i}}}. \tag{9.93}$$

В рамах со стойками, жестко защемленными в нижнем сечении

$$\begin{aligned} M'_{Ai} &= k_{A1}\frac{EI_{\text{н}i}}{H_i^2}\Delta_i; \\ M'_{Bi} &= k_{B1}\frac{EI_{\text{н}i}}{H_i^2}\Delta_i. \end{aligned} \tag{9.94}$$

В продольных рамах с симметричным расположением вертикальных связей найденные изгибающие моменты являются окончательными. При несимметричном расположении вертикальных связей необходим расчет системы на действие реакции в фиктивной связи, введенной в уровне конструкции покрытия (пренебрегая упругой податливостью элементов связей, можно считать, что фиктивная реакция в уровне подкрановой балки воспринимается этими связями).

Величину силы R определяют как алгебраическую сумму поперечных сил в верхних надкрановых участках стоек в основной системе.

В общем случае сила R распределяется между стойками рамы пропорционально поперечным силам, вызывающим единичное смещение верха стойки, т. е.

$$\Delta R_i = \frac{\dfrac{M_{Bi}}{H_{\text{в}i}}}{\sum \dfrac{M_B}{H_{\text{в}}}} R. \tag{9.95}$$

Здесь M_B — изгибающие моменты, возникающие в уровне подкрановой балки при единичном смещении верха стойки. Изгибающие моменты в

уровне подкрановой балки и опорном сечении колонны определяются по формулам:

в нижнем сечении

$$M_{Ai} = \frac{EI_{ni}}{H_i^2}\left[0{,}5k - \left(k_{A1}H_{\phi i} + \frac{k_{A2}}{H_i}\right)\varphi_i\right]\Delta_i; \qquad (9.96)$$

в уровне подкрановой балки

$$M_{Bi} = \frac{EI_{ni}}{H_i^2}\left[k - \left(k_{B1}H_{\phi i} + \frac{k_{B2}}{H_i}\right)\varphi_i\right]\Delta_i, \qquad (9.97)$$

где

$$\varphi_i = \frac{1}{2}\cdot\frac{k\left(1 + 3\frac{H_{\phi i}}{H_{ni}}\right)}{H_{\phi i}k_{A1} + \frac{k_{A2}}{H_i} + \frac{H_i^2 C}{EI_{ni}}}. \qquad (9.98)$$

В формулах (9.93) — (9.98) k, k_{A1}, k_{B1}, k_{A2}, k_{B2} — коэффициенты, определяемые по табл. 16.21 и 16.22.

В рамах со стойками, жестко защемленными в нижнем сечении

$$M_{Ai} = 0{,}5k\frac{EI_{ni}}{H_i^2}\Delta_i;$$
$$M_{Bi} = k\frac{EI_{ni}}{H_i^2}\Delta_i. \qquad (9.99)$$

Вызванные силой R изгибающие моменты (рис. 9.72, *в*) определяют по формулам:

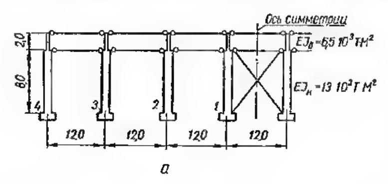
$$M''_{Bi} = \Delta R_i H_{ni};$$
$$M''_{Ai} = M''_{Bi}\frac{M_A}{M_B}, \qquad (9.100)$$

где M_A и M_B — изгибающие моменты, определяемые по формулам (9.96), (9.97) или (9.99).

При расчете продольной рамы со стойками одинакового сечения и высоты, жестко защемленными в нижнем сечении, на действие смещающей силы R (рис. 9.72, *б*) изгибающие моменты в стойках определяют по формулам:

$$M''_{Bi} = M''_{Bi'} = \frac{R}{n+n'}H_{\text{в}};$$
$$(9.101)$$
$$M''_{Ai} = M''_{Ai'} = \frac{R}{2(n+n')}H_{\text{в}}.$$

Окончательные значения изгибающих моментов находятся суммированием ординат эпюр изгибающих моментов в состояниях, изображенных на рис. 9.72, *б* и *в*.



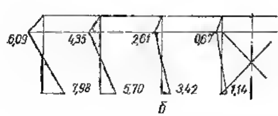


Рис. 9.73. Расчет продольной рамы каркаса на температурные воздействия:
а — заданная система; *б* — эпюра изгибающих моментов.

Пример 9.8. Определить изгибающие моменты в стойках продольной рамы промышленного здания, изображенной на рис. 9.73, *а*.

Температурный перепад $\Delta T = +40°$.

При расчете учитываем упругие деформации основании. Жесткость

фундаментов, определяемая по формуле (9.52), $C = 3430$ *т · м*. Глубина заложения фундаментов $H_ф = 2{,}5$ *м*.

Вследствие симметрии рассматриваемой системы температурные деформации развиваются в разные стороны от оси симметрии.

По формулам (9.91) определяем перемещения стоек, вызванные температурной деформацией продольных конструкций:

$$\Delta_1 = 0{,}5l\alpha\Delta T = 0{,}5 \cdot 12{,}0 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 0{,}0024 \text{ м};$$

$$\Delta_2 = 1{,}5l\alpha\Delta T = 1{,}5 \cdot 12{,}0 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 0{,}0072 \text{ м};$$

$$\Delta_3 = 2{,}5l\alpha\Delta T = 2{,}5 \cdot 12{,}0 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 0{,}0120 \text{ м};$$

$$\Delta_4 = 3{,}5l\alpha\Delta T = 3{,}5 \cdot 12{,}0 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 0{,}0168 \text{ м}.$$

По формуле (9.93) находим значение вспомогательного параметра φ:

$$\varphi = \frac{k_{A1} + \dfrac{k_{A1} + k_{B1}}{H_в}}{H_ф k_{A1} + \dfrac{k_{A2}}{H} + \dfrac{H^2C}{EI_н}} = \frac{7{,}500 + \dfrac{7{,}500 + 5{,}625}{8{,}0}}{2{,}5 \cdot 7{,}500 + \dfrac{4{,}500}{10{,}0} + \dfrac{10{,}0^2 \cdot 3430}{13\,000}} = 0{,}200.$$

Изгибающие моменты при единичном смещении стоек определяем по формулам (9.92) при $\Delta_i = 1$:

$$M_A = \frac{EI_в}{H^2}\left[k_{A1} - \left(k_{A1}H_ф + \frac{k_{A2}}{H}\right)\varphi\right] =$$

$$= \frac{13\,000}{10{,}0^2}\left[7{,}500 - \left(2{,}5 \cdot 7{,}500 + \frac{4{,}500}{10{,}0}\right)0{,}200\right] = 475 \text{ т · м}.$$

$$M_B = \frac{EI_в}{H^2}\left[k_{B1} - \left(k_{B1}H_ф + \frac{k_{B2}}{H}\right)\varphi\right] =$$

$$= \frac{13\,000}{10{,}0^2}\left[5{,}625 - \left(2{,}5 \cdot 5{,}625 + \frac{1{,}500}{10{,}0}\right)0{,}200\right] = 363 \text{ т · м};$$

Окончательные значения изгибающих моментов определяем как произведение найденных величин M_A и M_B на действительные перемещения стоек Δ_i:

$$M_{B1} = 363 \cdot 0{,}0024 = 0{,}87 \text{ т · м};$$

$$M_{A1} = 475 \cdot 0{,}0024 = 1{,}14 \text{ т · м};$$

$$M_{B2} = 363 \cdot 0{,}0072 = 2{,}61 \text{ т · м};$$

$$M_{A2} = 475 \cdot 0{,}0072 = 3{,}42 \text{ т · м};$$

$$M_{B3} = 363 \cdot 0{,}0120 = 4{,}35 \text{ т · м};$$

$$M_{A3} = 475 \cdot 0{,}0120 = 5{,}70 \text{ т · м};$$

$$M_{B4} = 363 \cdot 0{,}0168 = 6{,}09 \text{ т · м};$$

$$M_{A4} = 475 \cdot 0{,}0168 = 7{,}98 \text{ т · м}.$$

Эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 9.73, *б*.

Монолитные рамные узлы.

Армирование рамных узлов должно соответствовать характеру действующих усилий; растянутые стержни должны иметь надежную анкеровку. Конструкция рамного узла должна быть удобной для производства работ.

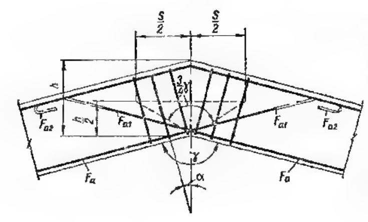


Рис. 9.74. Армирование входящего угла, расположенного в растянутой зоне железобетонного элемента.

В узлах рам с переломом ригеля все растянутые пересекающиеся продольные стержни, армирующие входящие углы, рекомендуется заанкеривать в сжатой зоне (рис. 9.74). При этом во входящем углу должна быть установлена расчетная поперечная арматура на длине.

$$s = h\,\mathrm{tg}\,\frac{3}{8}\gamma. \qquad (9.102)$$

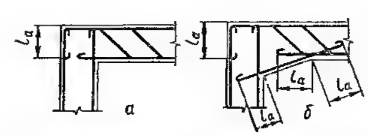


Рис. 9.75. Армирование крайних верхних узлов рам при $\frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}25$. (при арматуре периодического профиля крюки отсутствуют):
а — при ригеле без вутов; *б* — при ригеле с вутом.

Требуемая расчетная арматура определяется из условия

$$\sum R_a F_x \cos\alpha \geqslant R_a \cos\frac{\gamma}{2}(2F_{a1} + 0{,}7F_{a2}). \qquad (9.103)$$

В формулах (9.102) и (9.103):

F_{a1}, F_{a2} — площадь сечения продольных растянутых стержней соответственно незаанкеренных в сжатой зоне и заанкеренных;
γ — входящий угол в растянутой зоне элемента;
ΣF_x — площадь сечения поперечной арматуры, размещенной в пределах длины s;
α — угол наклона поперечных стержней к биссектрисе угла γ.

В узлах примыкания ригелей рам к стойкам, продолжающимся выше этих ригелей, растянутые стержни ригелей должны иметь анкеровку в соответствии с рис. 8.11.

В узлах примыкания ригелей рам к стойкам верхних этажей растянутые стержни ригелей должны быть заведены в стойку следующим образом:

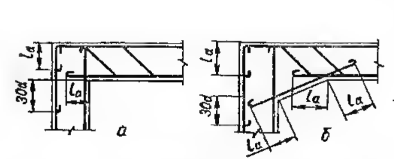


Рис. 9.76. Армирование крайних верхних узлов рам при $0{,}25 < \frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}5$. (при арматуре периодического профиля крюки отсутствуют):
а — при ригеле без вутов; *б* — при ригеле с вутом.

Рис. 9.77. Армирование крайних верхних узлов рам при $\frac{e_0}{h} > 0{,}5$ (при арматуре периодического профиля крюки отсутствуют).

1. Если изгибающий момент в верхнем сечении стойки невелик $\left(\frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}25\right.$, где e_0 — эксцентриситет нормальной силы относительно геометрической оси сечения, h — высота сечения стойки$\left.\right)$, армирование может выполняться, как указано на рис. 9.75. Длина l_a при выполнении перепуска внахлестку без сварки принимается по табл. 8.9.

2. При средних величинах изгибающего момента $\left(0{,}25 < \frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}5\right)$, помимо перепуска, указанного выше, не менее двух стержней должны быть заведены за нижнюю грань ригеля на 30 диаметров (рис. 9.76).

3. При больших изгибающих моментах в верхнем сечении стойки $\left(\frac{e_0}{h} > 0,5\right)$ часть стержней стойки может быть доведена до верха ригеля, а часть должна быть заведена в ригель. Стержни верхней опорной арматуры ригеля должны быть заведены в стойку за нижнюю грань ригеля не менее чем на 30 диаметров, причем в одном сечении обрывать более двух стержней не рекомендуется (рис. 9.77). Перегиб стержней в углах следует осуществлять по дуге круга радиусом $5d$.

При конструировании ригелей и стоек рамных конструкций следует также руководствоваться указаниями, приведенными выше для балок и стоек.

ЛИТЕРАТУРА
ПО СТАТИСТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ РАМ

Библиотека программ для ЭВМ. Аннотированный каталог. М., Гипротис, 1965—1967.

Бычков Д. В. Формулы и графики для расчета рам. М., Госстройиздат, 1957.

Глушков Г. С., Егоров И. Р., Ермолов В. В. Формула для расчета сложных рам. Справочное пособие. М., «Машиностроение», 1966.

Жемочкин Б. Н. Расчет рам. М., Стройиздат, 1965.

Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. НИИЖБ, М., Госстройиздат, 1962.

Кани Г. Расчет многоэтажных рам. М., Госстройиздат, 1963.

Козлов В. Ш., Дыховичный А. А. Расчет железобетонных конструкций. Киев, Госстройиздат УССР, 1963.

Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. М., Госстройиздат, 1963.

Рабинович И. М. Курс строительной механики стержневых систем. Ч. II. М., Стройиздат, 1954.

Рабинович И. М. Методы расчета рам. Ч. I, II и III. М.— Л., ОНТИ, 1934, 1937.

Расчет рам на полноклавишных вычислительных машинах. Серия Я-0 I 3. М., Промстройпроект, 1959.

Ржкин С. А. Приближенный метод расчета свободных рам. Сб. «Новое в строительной технике». Вып. VII. Строительные конструкции. Киев, Госстройиздат УССР, 1955.

Рогицкий С. А. Новый метод расчета на прочность и устойчивость. Москва — Свердловск, Машгиз, 1960.

Сосис П. М. Статически неопределимые системы. Киев, «Будівельник», 1968.

Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. М., Госстройиздат, 1959.

Справочник проектировщика. Сборные железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1959.

Шишкин Р. Г. Сборные железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. М., Стройиздат, 1965.

ФУНДАМЕНТЫ

Общие указания*

Тип фундамента выбирают в зависимости от конструктивной схемы здания, величины и характера нагрузок, передающихся на основание, геологических и гидрогеологических условий строительной площадки.

Наиболее распространенными типами фундаментов, отвечающими требованиям минимального расхода материалов и удобства изготовления, являются ленточные фундаменты под стены и отдельные под колонны зданий.

Сплошные плитные фундаменты под стены, ленточные или сплошные плитные под колонны сложны в изготовлении и требуют большого расхода материалов. Их применяют при слабых и неоднородных грунтах для выравнивания неравномерных осадок основания, а также при больших нагрузках для увеличения опорной площади фундамента.

* Составлены в соответствии со СНиП II-Б. 1—62* (Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования).

Ленточные фундаменты под стены и отдельные фундаменты под колонны могут выполняться монолитными и сборными. Ленточные фундаменты под ряды колонн и сплошные плитные фундаменты выполняют из монолитного железобетона.

Сопоставительные подсчеты показывают, что стоимость сборных фундаментов, как правило, более высокая, чем стоимость монолитных. Применение сборных фундаментов целесообразно при использовании экономического эффекта от сокращения продолжительности строительства, облегчении ведения работ в зимних условиях и в сложных гидрогеологических условиях, например, при высоком уровне грунтовых вод с оплыванием откосов котлованов и необходимости устройства водопонижения на время возведения фундаментов и т. п.

Применение сборных фундаментов целесообразно при большой повторяемости однотипных конструкций.

Тип фундамента выбирают на основе технико-экономического расчета, учитывающего условия строительства объекта.

Глубину заложения фундаментов определяют с учетом:

а) назначения зданий и сооружений, наличия подвалов, подземных коммуникаций и фундаментов под оборудование;

б) величины и характера нагрузок, действующих на основание;

в) глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;

г) геологических и гидрогеологических условий строительной площадки (виды грунтов и их физическое состояние; уровень грунтовых вод и возможные колебания и изменения его в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений; наличие верховодки), а также климатических особенностей района;

д) возможности пучения грунтов при промерзании и осадки при оттаивании.

Минимальную глубину заложения фундаментов зданий и сооружений во всех природных грунтах, за исключением скальных пород, рекомендуется принимать не менее 0,5 *м* от поверхности планировки. При меньшей глубине необходим расчет основания по несущей способности.

Глубина заложения фундаментов из условий учета возможности пучения грунтов основания при промерзании назначается по табл. 9.23.

Таблица 9.23. **Глубина заложения фундаментов из условий возможности пучения грунтов основания при промерзании**

Вид грунта	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов	Глубина заложения фундаментов от поверхности планировки
1. Скальные и крупнообломочные грунты, а также гравелистые, крупные и средней крупности пески	Любое	Не зависит от глубины промерзания
2. Пески мелкие и пылеватые, а также супеси твердой консистенции	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	
3. Пески мелкие и пылеватые, а также супеси независимо от их консистенции	Менее расчетной глубины промерзания или превышает менее чем на 2 *м*	Не менее расчетной глубины промерзания
4. Супеси пластичной и текучей консистенции	Любое	

Продолжение табл. 9.23

Вид грунта	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов	Глубина заложения фундаментов от поверхности планировки
5. Суглинки и глины с консистенцией $B \leqslant 0{,}5$	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	Не зависит от глубины промерзания
6. Суглинки и глины мягкопластичной консистенции	То же	См. примечание 3
7. Суглинки и глины текучепластичной и текучей консистенции	Любое	Не менее расчетной глубины промерзания
8. Суглинки и глины независимо от их консистенции	Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 *м*	

Примечания: 1. Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается без учета промерзания грунтов при условии защиты их от увлажнения поверхностными водами и от промерзания с начала строительства до ввода зданий в эксплуатацию.

2. Глубина заложения фундаментов стен и колонн зданий, имеющих неотапливаемые подвалы или подполья, при грунтах, указанных в пп. 3, 4, 6—8, назначается от пола подвала равной половине расчетной глубины промерзания.

3. Глубина заложения фундаментов при грунтовых условиях, указанных в п. 6, и в тех случаях, когда расчетная глубина промерзания меньше 2,5 *м*, при соответствующем экономическом обосновании может назначаться менее расчетной глубины промерзания при условии защиты грунтов основания отапливаемых зданий от увлажнения поверхностными водами и от промерзания в период строительства, а для неотапливаемых зданий — и в период эксплуатации.

Помимо пучения грунтов, залегающих в основании, необходимо считаться с возможностью выпучивания фундамента вследствие бокового смерзания последнего с окружающим его пучащимся грунтом, учитывая при этом нагрузки, действующие на фундамент.

Нормативная глубина промерзания грунта $H^{\text{н}}$ принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов по данным наблюдений за фактическим промерзанием грунтов под открытой, оголенной от снега поверхностью за срок не менее 10 лет.

При отсутствии данных многолетних наблюдений нормативную глубину промерзания $H^{\text{н}}$ разрешается определять на основе теплотехнических расчетов или по схематической карте нормативных глубин промерзания грунта на территории СССР (рис. 9.78).

При определении $H^{\text{н}}$ по схематической карте для супесей и песков мелких и пылеватых следует вводить поправочный коэффициент 1,2.

Схематическая карта не распространяется на горные районы.

Расчетная глубина промерзания H определяется по формуле

$$H = m_t H^{\text{н}},$$

где $H^{\text{н}}$ — нормативная глубина промерзания грунта;

m_t — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен, определяемый по табл. 9.24.

Размеры подошвы фундамента определяются из расчета основания.

Остальные размеры фундамента и его армирование определяются из расчета железобетонной конструкции.

Расчет оснований под фундаменты зданий и сооружений производится:

по второму предельному состоянию (по деформациям) — для всех зданий и сооружений, если основание сложено нескальными грунтами;

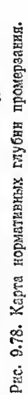


Рис. 9.78. Карта нормативных глубин промерзания.

Таблица 9.24. **Коэффициент влияния теплового режима m_t здания на промерзание грунта**

Тепловой режим здания и конструкция полов	Коэффициент
Регулярно отапливаемые здания с расчетной температурой воздуха в помещении не ниже 10° с полом:	
на грунте	0,7
на лагах по грунту	0,8
на балках	0,9
Прочие здания	1,0

Примечания: 1. Здания с неотапливаемым техническим подпольем относятся к группе прочих.

2. Глубина промерзания грунтов у холодильников и в случае применения теплозащиты определяется специальными расчетами.

по первому предельному состоянию (по несущей способности) — в случаях, если:

на основания передаются горизонтальные нагрузки в основном сочетании;

основания ограничены вниз идущими откосами;

основания сложены скальными грунтами.

Сбор нагрузок, действующих на основание в плоскости подошвы фундамента, производится в соответствии со статической схемой сооружения. При этом вертикальные нагрузки на основание допускается определять без учета неразрезности надфундаментных конструкций и перемещения опор, вызываемых осадками основания.

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нормативных нагрузок, а расчет оснований по несущей способности — на основное, дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок.

Для упрощения расчета основания по деформациям разрешается определять суммарную нормативную нагрузку на основание по усилиям от расчетных нагрузок путем деления последних на осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср}$.

В зависимости от типа зданий и характера нагрузок принимаются следующие значения осредненных коэффициентов перегрузки.

Для одноэтажных производственных зданий:

бескрановых — 1,15;

оборудованных кранами при величине суммарной расчетной нагрузки от кранов и снега на покрытии, составляющей от полной расчетной вертикальной нагрузки на фундамент до 35% — 1,15; более 35% — 1,18.

Для многоэтажных производственных зданий:

при полезных нагрузках на междуэтажные перекрытия, учитываемых с коэффициентом перегрузки менее 1,2 — 1,15;

при полезных нагрузках на междуэтажные перекрытия, учитываемых с коэффициентом перегрузки более 1,2 — по табл. 9.25.

Для многоэтажных зданий административно-бытового назначения:

если в нагрузку не входит вес стены и перегородок — 1,18;

если в нагрузку входит вес стены — 1,15.

Переходные осредненные коэффициенты от расчетных горизонтальных нагрузок, действующих по подошве фундаментов, к нормативным нагрузкам рекомендуется устанавливать в зависимости от коэффициентов перегрузки горизонтально действующих усилий.

В общем случае расчет основания по деформациям сводится к удовлетворению условия

$$S \leqslant S_{пр}, \tag{9.104}$$

где S — величина деформаций основания, определяемая расчетом;

$S_{пр}$ — предельно допустимая величина деформации основания.

Таблица 9.25. **Осредненные коэффициенты перегрузок $n_{ср}$ для многоэтажных производственных зданий**

Коэффициент перегрузки для полезной нагрузки на междуэтажные перекрытия	Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытия, *кг/м²*			
	До 1000	1500	2000	2500
	Без учета веса стен			
1,3	1,18	1,19	1,21	1,23
1,4	1,21	1,22	1,23	1,25
	С учетом веса стен			
1,3	1,16	1,16	1,18	1,18
1,4	1,18	1,19	1,21	1,22

Деформации основания характеризуются:

а) абсолютной осадкой отдельного фундамента;

б) средней осадкой здания или сооружения, определяемой по данным абсолютных осадок не менее трех отдельных фундаментов, расположенных в пределах здания или сооружения (при сплошных плитных фундаментах — не менее чем по данным трех буровых колонок), при условии, что отклонение от средней величины осадки не превышает 50% этой величины;

в) разностью осадок двух соседних опор (от наиневыгоднейшей, но возможной комбинации воздействий), отнесенной к расстоянию между ними — перекосом или креном, если разности осадок отнесены к ширине или длине подошвы фундамента либо к диаметру круглого фундамента;

г) относительным прогибом — стрелой прогиба, отнесенной к длине изогнувшейся части здания или сооружения.

Задачей расчета оснований по деформациям является ограничение деформаций надфундаментных конструкций (происходящих в результате осадок грунтов) такими пределами, которые гарантируют от появления недопустимых для нормальной эксплуатации конструкций трещин и повреждений, а также изменений проектных уровней и положений.

Предельные величины деформаций оснований $S_{пр}$ фундаментов зданий и сооружений, специально не приспособленных к неравномерным осадкам, за время строительства и эксплуатации не должны превышать значений, указанных в табл. 9.26.

Таблица 9.26. **Предельные величины деформаций основания фундаментов зданий и сооружений $S_{пр}$**

Наименование нормируемых величин	Предельные деформации оснований из грунтов	
	песчаных; глинистых при $B < 0$	глинистых при $B \geq 0$
Разность осадок фундаментов колонн зданий:		
а) для железобетонных и стальных рамных конструкций	0,002*l*	0,002*l*
б) для крайних рядов колонн с кирпичным заполнением фахверка	0,0007*l*	0,001*l*
в) для конструкций, в которых не возникают дополнительные усилия при неравномерной осадке фундаментов (*l* — расстояние между осями фундаментов)	0,005*l*	0,005*l*
Относительный прогиб (перегиб) несущих стен многоэтажных зданий (в долях от длины изгибаемого участка стены):		
а) крупнопанельных бескаркасных	0,0005	0,0007

Продолжение табл. 9.26

Наименование нормируемых величин	Предельные деформации оснований из грунтов	
	песчаных; глинистых при $B < 0$	глинистых $B \geq 0$
б) крупноблочных и кирпичных неармированных	0,0007	0,0010
в) то же, армированных железобетонными или армокирпичными поясами	0,0010	0,0013
Относительный прогиб (перегиб) стен одноэтажных промышленных зданий и подобным им по конструкциям зданий другого назначения (в долях от длины изгибаемого участка стены)	0,001	0,001
Крен сплошных или кольцевых фундаментов высоких жестких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, силосные корпуса и т. п.) при наиболее невыгодном сочетании нагрузок	0,004	0,004
Продольный уклон подкрановых путей мостовых кранов	0,004	0,004
Поперечный уклон подкрановых путей (перекос моста крана)	0,003	0,003

Если основание сложено по всей площади здания или сооружения из грунтов однородного горизонтального напластования, сжимаемость которых с глубиной не увеличивается, расчет оснований по деформациям разрешается проводить по величинам средних осадок оснований $S_{ср}$ вычисленных по формуле (9.105); при этом вычисленные (расчетные) значения $S_{ср}$ не должны превышать предельных величин средних осадок $S_{пр.ср}$, приведенных в табл. 9.27,

$$S_{ср} = \frac{S_1F_1 + S_2F_2 + \cdots + S_nF_n}{F_1 + F_2 + \cdots + F_n}, \qquad (9.105)$$

где $S_1, S_2, \ldots, S_n$ — осадки отдельных фундаментов или ленты;

$F_1, F_2, \ldots, F_n$ — площади подошвы фундаментов, осадки которых вычислялись.

Таблица 9.27. **Предельные величины средних осадок $S_{пр.ср.}$ оснований фундаментов зданий и сооружений**

Конструкция здания и тип фундаментов	Предельные величины средних осадок $S_{пр.ср}$, *см*
Крупнопанельные и крупноблочные бескаркасные здания	8
Здания с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах при отношении длины стены к ее высоте H (считая H от подошвы фундамента):	
$L/H > 2,5$	8
$L/H \leq 1,5$	10
Здания с крупноблочными и кирпичными стенами, армированными железобетонными или армокирпичными поясами (вне зависимости от отношения L/H)	15
Здания с каркасом по полной схеме	10
Сплошные железобетонные фундаменты доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и т. п.	30
Фундаменты одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкции зданий другого назначения при шаге колонн, *м*:	
6	8 (абсолютные осадки)
12	12 (абсолютные осадки)

Величина деформации основания определяется из условия совместной работы сооружения и его основания; при этом допускается использование теории расчета балок и плит на упругом основании.

При определении величин деформации S допускаются следующие упрощения:

а) распределение напряжений в толще неоднородных оснований принимается по теории однородного изотропного, линейно деформируемого тела;

б) деформация отдельных слоев неоднородного основания определяется по модулям деформации, установленным для каждого слоя.

Условием применения расчета по деформациям по (9.104) с указанными упрощениями является выполнение требования, чтобы среднее давление по подошве фундамента от нормативных нагрузок не превышало нормативного давления на основание $R^н$.

Таблица 9.28. **Виды зданий, сооружений и грунтов, для которых расчет основания может производиться по нормативным давлениям без проверки осадок**

Виды зданий и сооружений и их основная характеристика	Виды грунтов основания
А. Промышленные здания 1. Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, отдельные колонны на отдельно стоящих фундаментах со свободно опертыми фермами или балками и т. п.) и грузоподъемностью кранов до 50 *т* включительно	Пески плотные или глинистые грунты твердой консистенции независимо от характера их залегания, величины суммарных нормативных нагрузок
2. Многоэтажные (высотой до шести этажей включительно) с сеткой колонн не более 6×9 *м* Б. Жилые и общественные здания Многоэтажные прямоугольной формы в плане и постоянной этажности (высотой до пяти этажей включительно) с несущими крупноблочными, кирпичными или другими видами каменных стен, а также со стенами из крупных панелей. В. Сельскохозяйственные здания и сооружения Независимо от конструктивной формы и расположения в плане	Пески (кроме пылеватых) средней плотности, глинистые грунты полутвердой и тугопластичной консистенции или грунты других видов, сжимаемость которых не превышает сжимаемости перечисленных выше грунтов, при горизонтальном выдержанном по толщине залегании слоев грунта (при этом уклон допускается не более 0,1) и фундаментах, отличающихся по ширине в пределах одного здания (или отдельного блока здания) не более чем в 2 раза — для промышленных зданий и не более чем в 1,5 раза — для жилых и общественных зданий

Примечание. Рекомендациями табл. 9.28 допускается пользоваться и для зданий иного назначения при аналогичных конструкциях и нагрузках.

Величина нормативного давления на основание определяется по формулам:

при отсутствии подвала

$$R^н = m\,[(Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^н]; \qquad (9.106)$$

при наличии подвала глубиной 2 *м* и более

$$R^н = m\left[\left(Ab + B\,\frac{2h + h_п}{3}\right)\gamma_0 + Dc^н\right], \qquad (9.107)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый равным для мелких песков при условии полного насыщения водой — 0,8, для пылеватых песков — 0,6, для остальных грунтов — 1,0;

A, B и D — безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения $\varphi^н$, принимаемые по табл. 9.29;

b — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента, *м*;

h — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта или от планировки срезкой до подошвы фундамента, *м*;

$h_п$ — приведенная глубина заложения фундамента в помещении с подвалом, определяемая по формуле

$$h_п = c_1 + c_2\,\frac{\gamma_{о.п}}{\gamma_0};$$

c_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундаментов, *м*;

c_2 — толщина конструкции пола подвала, *м*;

γ_0 — объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, *т/м³*;

$\gamma_{о.п}$ — объемный вес материала конструкции пола подвала, *т/м³*;

$c^н$ — нормативное удельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой фундамента, *т/м²*.

Формулы (9.106) и (9.107) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Для подошвы фундаментов в форме круга или правильного многоугольника принимаются значения $b = \sqrt{F}$,
где F — площадь подошвы фундамента данной формы.

Таблица 9.29. **Коэффициенты *A*, *B* и *D* для определения нормативного давления на основание**

Нормативное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi^н$, *град*	Коэффициенты			Нормативное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi^н$, *град*	Коэффициенты		
	A	*B*	*D*		*A*	*B*	*D*
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

При глубине заложения фундамента от 0,5 до 1 *м* в формулу (9.106) подставляется величина h, равная 1 *м*, кроме случая, когда основанием являются пылеватые пески.

Наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента не должно быть более 1,2 $R^н$, вычисленного для данного фундамента по формулам (9.106) и (9.107).

Для зданий и сооружений, перечисленных в табл. 9.28, расчет осадок может не производиться (условие (9.104) считается удовлетворенным), если среднее давление на основание не превосходит нормативных давлений основания $R^н$ при условии, что основание в пределах глубины, равной полуторной ширине наибольшего фундамента плюс 1 *м*, сложено грунтами, указанными в той же таблице.

Расчет оснований по несущей способности сводится к удовлетворению условия

$$N \leqslant \Phi,$$

где N — заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации;

Φ — несущая способность основания для данного направления нагрузки N.

Несущая способность (прочность) основания из скальных грунтов независимо от размеров и глубины заложения фундаментов вычисляется по формуле

$$\Phi = kmR^н,$$

где $R^н$ — временное сопротивление образцов скального грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии;

k и m — коэффициенты соответственно однородности скального грунта по временному сопротивлению на одноосное сжатие и условий работы; допускается принимать $k \cdot m = 0,5$.

Величину Ф для основания из нескальных грунтов определяют на основе теории предельно-напряженного состояния грунтовой среды. Схема разрушения основания, принимаемая в расчете, должна быть как статически, так и кинематически возможна для данного сооружения.

Определение размеров подошвы фундаментов

Размеры подошвы прямоугольных фундаментов для зданий и сооружений, перечисленных в табл. 9.28, считают достаточными, если выполняются условия:

$$p^{н} = \frac{N_0^{н}}{bl} + \gamma_{ср} h_{ф} \leqslant R^{н}; \qquad (9.108)$$

$$p_{макс} = \frac{N_0^{н}}{bl} + \gamma_{ср} h_{ф} + \frac{6M_l^{н}}{bl^2} + \frac{6M_{в}^{н}}{b^2 l} \leqslant 1{,}2R^{н}; \qquad (9.109)$$

$p^{н}$ — среднее давление по подошве фундамента от нормативных нагрузок, $т/м^2$;

$N_0^{н}$ — нормативная нагрузка, приложенная к обрезу фундамента в уровне планировочной отметки земли у фундамента, $т$;

b — ширина фундамента, $м$;

l — длина фундамента, $м$;

$\gamma_{ср}$ — средний объемный вес железобетона и грунта, расположенного над уступами фундамента, $т/м^3$; принимается в пределах от 2,0 до 2,2 $т/м^3$;

$h_{ф}$ — глубина заложения фундамента, считая от планировочной отметки, $м$;

$R^{н}$ — нормативное давление на грунт основания, $т/м^2$, определяемое по формуле (9.106) или (9.107);

$p_{макс}$ — максимальное давление под краем подошвы фундамента от нормативных нагрузок, $т/м^2$;

$M_l^{н}$, $M_{в}^{н}$ — моменты от нормативной нагрузки относительно центра тяжести площади подошвы фундамента соответственно в направлении длины и ширины подошвы.

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов могут быть допущены как трапециевидная, так и треугольная эпюры давления на грунт (рис. 9.79). При этом рекомендуется соблюдать следующие условия:

а) для фундаментов колонн, несущих крановые нагрузки, кроме случаев, указанных в п. *б*, можно допускать треугольную эпюру при полном касании подошвы фундамента грунта основания (рис. 9.79, *б*);

б) для фундаментов колонн, несущих нагрузку от кранов грузоподъемностью 75 $т$ и выше, в зданиях, а также для фундаментов колонн открытых эстакад, несущих нагрузку от кранов грузоподъемностью свыше 15 $т$, при наличии грунта с нормативным сопротивлением $R^{н} < 1{,}75$ $кг/см^2$ следует обеспечивать трапециевидную эпюру давлений с от-

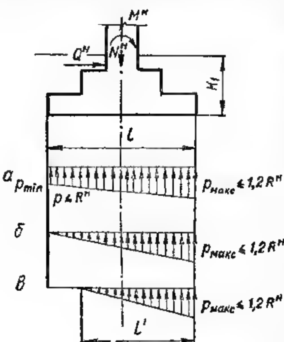


Рис. 9.79. Эпюры давлений на грунт в зависимости от эксцентриситета приложения продольной силы:

а — трапециевидная эпюра давления; *б* — треугольная эпюра давления при полном касании подошвы фундамента с грунтом; *в* — треугольная эпюра давления при неполном касании подошвы фундамента с грунтом.

ношением ординат

$$\frac{p_{\text{мин}}}{p_{\text{макс}}} \geqslant 0{,}25;$$

в) для фундаментов колонн, не несущих крановые нагрузки, при расчете с учетом действия ветра может быть допущена треугольная эпюра давлений при неполном касании подошвы фундамента грунта основания (рис. 9.79, *в*); при этом должно быть выдержано соотношение

$$\frac{l'}{l} \geqslant 0{,}75,$$

где

$$l' = 3\left(\frac{l}{2} - e\right);$$

$$e = \frac{M^{\text{н}}}{N^{\text{н}} + lb\gamma^{\text{н}}_{\text{ср}}H_{\text{I}}}.$$

Неполное касание наблюдается при выходе равнодействующей за пределы ядра сечении, т. е. при $e > \frac{l}{6}$.

Согласно разъяснению Госстроя СССР при определении наибольшего давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженных фундаментов колонн одноэтажных промышленных зданий необходимо учитывать следующие комбинации нормативных нагрузок:

первая комбинация для колонн крайнего и среднего ряда — все постоянные и временные длительные, снеговая, ветровая;

вторая комбинация для колонн крайнего ряда — все постоянные и временные длительные, снеговая, вертикальная и горизонтальная нагрузки не более чем от двух мостовых или подвесных кранов;

вторая комбинация для колонн среднего ряда — все постоянные и временные длительные, снеговая, вертикальная нагрузка не более чем от четырех мостовых или подвесных кранов, а горизонтальная — не более чем от двух.

Снеговая нагрузка учитывается только в тех случаях, когда это приведет к более невыгодным результатам по сравнению с теми, которые получаются, если ее не учитывать.

При загружении тремя или четырьмя кранами следует принимать не более двух кранов на каждом крановом пути. При этом вертикальная нагрузка от каждого крана должна учитываться с коэффициентом 0,8. При одностороннем загружении двумя кранами вертикальная нагрузка от них принимается с коэффициентом единица.

Ширина подошвы центрально нагруженного ленточного фундамента в соответствии с условием (9.108), определяется по формуле *

$$b = -Ж_{л} + \sqrt{Ж_{л}^{2} + \frac{N^{\text{н}}_{0}Г^{\text{н}}}{ml\gamma_{0}}}, \tag{9.110}$$

где

$$Ж_{л} = 0{,}5\left(Ф^{\text{н}}h + Л^{\text{н}}\frac{c^{\text{н}}}{\gamma_{0}} - Г^{\text{н}}\frac{\gamma_{\text{ср}}h_{ф}}{m\gamma_{0}}\right); \tag{9.111}$$

$$Ф^{\text{н}} = \frac{\operatorname{ctg}\varphi^{\text{н}} + \varphi^{\text{н}}}{0{,}25\pi} + 2; \tag{9.112}$$

$$Л^{\text{н}} = 4\operatorname{ctg}\varphi^{\text{н}}; \tag{9.113}$$

$$Г^{\text{н}} = \frac{\operatorname{ctg}\varphi^{\text{н}} + \varphi^{\text{н}}}{0{,}25\pi} - 2. \tag{9.114}$$

* Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Основания и фундаменты. М.— Л., Госстройиздат, 1964.

Таблица 9.30. **Значения коэффициентов $Ф^н$, $Л^н$ и $Г^н$**

Нормативный угол внутреннего трения $\varphi^н$, *град*	$Ф^н$	$Л^н$	$Г^н$	Нормативный угол внутреннего трения $\varphi^н$, *град*	$Ф^н$	$Л^н$	$Г^н$
1	74,97	229,16	70,97	26	5,19	8,20	1,19
2	38,51	114,56	34,51	27	5,10	7,85	1,10
3	26,36	76,32	22,36	28	5,02	7,52	1,02
4	20,30	57,20	16,30	29	4,94	7,22	0,94
5	16,66	45,72	12,66	30	4,87	6,93	0,87
6	14,25	38,06	10,25	31	4,81	6,66	0,81
7	12,52	32,58	8,52	32	4,75	6,40	0,75
8	11,24	28,46	7,24	33	4,69	6,16	0,69
9	10,24	25,26	6,24	34	4,64	5,93	0,64
10	9,44	22,68	5,44	35	4,60	5,71	0,60
11	8,80	20,58	4,80	36	4,55	5,51	0,55
12	8,26	18,82	4,26	37	4,51	5,31	0,51
13	7,80	17,32	3,80	38	4,47	5,12	0,47
14	7,42	16,04	3,42	39	4,44	4,94	0,44
15	7,08	14,93	3,08	40	4,41	4,77	0,41
16	6,80	13,95	2,80	41	4,38	4,60	0,38
17	6,54	13,08	2,54	42	4,35	4,44	0,35
18	6,32	12,31	2,32	43	4,32	4,29	0,32
19	6,12	11,62	2,12	44	4,30	4,14	0,30
20	5,94	10,99	1,94	45	4,27	4,00	0,27
21	5,78	10,42	1,78				
22	5,64	9,90	1,64				
23	5,51	9,42	1,51				
24	5,39	8,98	1,39				
25	5,20	8,58	1,29				

Значения коэффициентов $Ф^н$, $Л^н$ и $Г^н$ приведены в табл. 9.30.

В формуле (9.110) длина фундамента l должна быть принята равной длине участка стены, *м*, в пределах которого подсчитана нагрузка $N_о^н$. Величину l при расчете сборного фундамента удобно принять равной длине блока, для монолитного — 1 *м* или расстоянию между осями проемов в стене.

При наличии подвала в формулу (9.111) в соответствии с формулой (9.107) вместо h необходимо подставить приведенную глубину $\frac{2h + h_п}{3}$.

Полученную по формуле (9.110) ширину подошвы фундамента округляют с учетом модульности и унификации размеров конструкций.

Пример 9.9. Определить ширину подошвы ленточного фундамента и величину нормативного давления $R^н$ при следующих данных: $N_о^н = 48$ *т* при $l = 1,0$ *м*, $h_ф = 2,0$ *м*, $h = 1,4$ *м*, грунт основания — глина с $\varphi^н = 17°$, $c^н = 4,1$ *т/м²*, $\gamma_0 = 1,8$ *т/м³*; коэффициент условий работы $m = 1$.

По табл. 9.30, находим: $Ф^н = 6,54$; $Л^н = 13,08$; $Г^н = 2,54$.

Определяем величину $Ж_п$ по формуле (9.111):

$$Ж_п = 0,5\left(Ф^н h + Л^н \frac{c^н}{\gamma_0} - Г^н \frac{\gamma_{ср} h_ф}{m\gamma_0}\right) =$$

$$= 0,5\left(6,54 \cdot 1,4 + 13,08 \frac{4,1}{1,8} - 2,54 \frac{2,0 \cdot 2,0}{1 \cdot 1,8}\right) = 16,65 \text{ м}.$$

Требуемую ширину подошвы определяем по формуле (9.110):

$$b = -Ж_л + \sqrt{Ж_л^2 + \frac{N_0^н Г^н}{m l \gamma_0}} = -16{,}65 + \sqrt{16{,}65^2 + \frac{48 \cdot 2{,}54}{1 \cdot 1 \cdot 1{,}8}} = 1{,}95 \ м.$$

Принимаем $b = 2{,}0$ *м* и определяем соответствующее $R^н$.

Для этого по табл. 9.29 при $\varphi^н = 17°$ находим: $A = 0{,}395$; $B = 2{,}57$; $D = 5{,}16$.

По формуле (9.106)

$$R^н = m\,[(Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^н] = 1\,[(0{,}395 \cdot 2 + 2{,}57 \cdot 1{,}4)\,1{,}8 + 5{,}16 \cdot 4{,}1] = 29{,}0 \ т/м^2.$$

Определяем фактическое напряжение по подошве

$$p^н = \frac{N_0^н}{lb} + \gamma_{ср} h_ф = \frac{48}{1 \cdot 2{,}0} + 2{,}0 \cdot 2{,}0 = 28{,}0 < R^н = 29{,}0 \ т/м^2.$$

Условие (9.108) выполнено, ширина подошвы фундамента достаточна.

Ширину подошвы внецентренно нагруженного ленточного фундамента рекомендуется определять следующим образом.

Определяют требуемую ширину подошвы b_N по формуле (9.110) как для центрально нагруженного фундамента.

Если при этом удовлетворяется условие

$$\frac{6M_b^н}{R^н b_N^2 l} \leqslant 0{,}2, \tag{9.115}$$

то это в данном случае равносильно удовлетворению условия (9.106) и, следовательно, найденная ширина подошвы достаточна.

Если условие (9.115) не удовлетворяется, то найденная ширина подошвы должна быть увеличена и принята равной

$$b = \beta_л b_N. \tag{9.116}$$

Коэффициент $\beta_л$ определяется по формуле

$$\beta_л = u_1 + \sqrt{u_1^2 + u_2}, \tag{9.117}$$

где

$$u_1 = \frac{0{,}5\,(R^н - \gamma_{ср} h_ф)}{1{,}2R^н - \gamma_{ср} h_ф}; \tag{9.118}$$

$$u_2 = \frac{6M_b^н}{(1{,}2R^н - \gamma_{ср} h_ф)\, b^2 l}. \tag{9.119}$$

Пример 9.10. Определить ширину подошвы ленточного фундамента при следующих данных: $N_0^н = 45$ *т* и $M_b^н = 9{,}0$ *т · м* при $l = 1{,}0$ *м*; $h_ф = 1{,}8$ *м*; $h = 1{,}2$ *м*; грунт основания—песок средней крупности с $\varphi^н = 34°$; $c^н = 0{,}1$ *т/м²*; $\gamma_0 = 2{,}0$ *т/м³*; $\gamma_{ср} = 2{,}2$ *т/м³*; коэффициент условий работы $m = 1$.

Определяем ширину подошвы как для центрально нагруженного фундамента.

По табл. 9.30 находим:

$Ф^н = 4{,}64$; $Л^н = 5{,}93$; $Г^н = 0{,}64$.

Определяем величину $Ж_л$ по формуле (9.111)

$$Ж_л = 0{,}5\left(Ф^н h + Л^н \frac{c^н}{\gamma_0} - Г \frac{\gamma_{ср} h_ф}{m \gamma_0}\right) = 0{,}5\left(4{,}64 \cdot 1{,}2 + 5{,}93 \frac{0{,}1}{2{,}0} - 0{,}64 \frac{2{,}2 \cdot 1{,}8}{1 \cdot 2{,}0}\right) = 2{,}3 \ т.$$

Определяем ширину подошвы по формуле (9.110)

$$b = -Ж_л + \sqrt{Ж_л^2 + \frac{N_0^н Г^н}{m l \gamma_0}} = -2{,}3 + \sqrt{2{,}3^2 + \frac{45 \cdot 0{,}64}{1 \cdot 1 \cdot 2{,}0}} = 2{,}15 \ т.$$

Проверяем удовлетворяется ли условие (9.115). Для этого предварительно определяем $R^н$. По табл. 9.29 при $\varphi^н = 34°$ находим: $A = 1{,}55$; $B = 7{,}21$; $D = 9{,}21$.

По формуле (9.106)

$$R^н = m\,[(Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^н] = 1\,[(1{,}55 \cdot 2{,}15 + 7{,}21 \cdot 1{,}2)\,2 + 9{,}21 \cdot 0{,}1] = 24{,}9 \ т/м^2.$$

Проверяем условие (9.115)

$$\frac{6M_b^{\text{н}}}{R^{\text{н}}b^2l} = \frac{6 \cdot 9}{24{,}9 \cdot 2{,}15^2 \cdot 1{,}0} = 0{,}47 > 0{,}2.$$

Так как условие (9.115) не удовлетворено, то ширина подошвы должна быть увеличена. По формулам (9.117) — (9.119):

$$u_1 = \frac{0{,}5\,(R^{\text{н}} - \gamma_{\text{ср}}h_{\text{ф}})}{1{,}2R^{\text{н}} - \gamma_{\text{ср}}h_{\text{ф}}} = \frac{0{,}5\,(24{,}9 - 2{,}2 \cdot 1{,}8)}{1{,}2 \cdot 24{,}9 - 2{,}2 \cdot 1{,}8} = 0{,}404;$$

$$u_2 = \frac{6M_b^{\text{н}}}{(1{,}2R^{\text{н}} - \gamma_{\text{ср}}h_{\text{ф}})\,b^2l} = \frac{6 \cdot 9}{(1{,}2 \cdot 24{,}9 - 2{,}2 \cdot 1{,}8)\,2{,}15^2 \cdot 1{,}0} = 0{,}452;$$

$$\beta_{\text{л}} = u_1 + \sqrt{u_1^2 + u_2} = 0{,}404 + \sqrt{0{,}404^2 + 0{,}452} = 1{,}19.$$

Требуемую ширину подошвы определяем по формуле (9.116)

$$b = \beta_{\text{л}}b_N = 1{,}19 \cdot 2{,}15 = 2{,}56 \text{ м}.$$

Принимаем $b = 2{,}6$ м.

Размеры подошвы центрально нагруженного прямоугольного фундамента в соответствии с условием (9.108) определяют следующим образом.

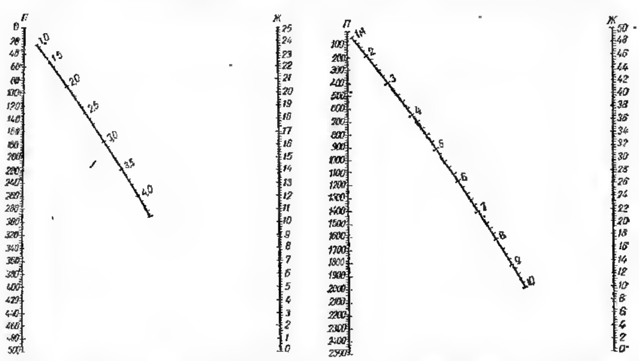


Рис. 9.80. Номограмма для определения ширины подошвы прямоугольного фундамента для Π от 0 до 500.

Рис. 9.81. Номограмма для определения ширины подошвы прямоугольного фундамента для Π от 100 до 2500.

Задаются соотношением сторон подошвы фундамента

$$k_{\text{п}} = \frac{l}{b}, \tag{9.120}$$

где l — длина (больший размер) подошвы, м;

b — ширина подошвы, м.

Ширину подошвы определяют из решения уравнения

$$b^3 + \text{Ж}b^2 - \Pi = 0, \tag{9.121}$$

в котором коэффициенты Ж и П определяют по формулам:

$$\text{Ж} = \Phi^{\text{н}}h + Л^{\text{н}}\frac{c^{\text{н}}}{\gamma_0} - \Gamma^{\text{н}}\frac{\gamma_{\text{ср}}h_{\text{ф}}}{m\gamma_0}; \tag{9.122}$$

$$\Pi = \Gamma^{\text{н}}\frac{N_0^{\text{н}}}{mk_{\text{п}}\gamma_0}. \tag{9.123}$$

Входящие в эти формулы коэффициенты $Ф^н$, $Л^н$ и $Г^н$ определяют, как уже указывалось, по формулам (9.112) и (9.114) или по табл. 9.30.

Вместо решения кубического уравнения (9.121) ширину фундамента рекомендуется определять по номограммам (рис. 9.80, 9.81). Для этого точки на шкалах, соответствующие найденным значениям П и Ж, соединяют прямой. Ширину фундамента определяют по точке пересечения этой прямой с кривой номограммы.

При определении размеров подошвы центрально нагруженных фундаментов следует учитывать, что минимальную площадь подошвы имеют квадратные фундаменты.

Пример 9.11. Определить размеры подошвы прямоугольного фундамента и величину нормативного давления на основание при следующих данных:

$N_0^н = 460$ *т*; $k_п = 1{,}2$; $h_ф = h = 1{,}6$ *м*; грунт основания — песок средней крупности с $\varphi^н = 38°$; $c^н = 0{,}02$; $\gamma_0 = 2{,}0$ *т/м³*; $\gamma_{ср} = 2{,}2$ *т/м³*; коэффициент условий работы $m = 1$.

По табл. 9.30 находим:

$Ф^н = 4{,}47$; $Л^н = 5{,}12$; $Г^н = 0{,}47$.

По формулам (9.122) и (9.123) определяем:

$$Ж = Ф^н h + Л^н \frac{c^н}{\gamma_0} - Г^н \frac{\gamma_{ср} h_ф}{m\gamma_0} = 4{,}47 \cdot 1{,}6 + 5{,}12 \frac{0{,}02}{2{,}0} - 0{,}47 \frac{2{,}2 \cdot 1{,}6}{1 \cdot 2{,}0} = 6{,}37;$$

$$П = Г^н \frac{N_0^н}{m\, k_п\, \gamma_0} = 0{,}47 \frac{460}{1 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}0} = 90.$$

По номограммам (см. рис. 9.80) находим $b = 3{,}08$ *м*.

Длина фундамента в соответствии с формулой (9.120) равна

$$l = k_п b = 1{,}2 \cdot 3{,}08 = 3{,}7 \text{ м}.$$

Принимаем $b = 3{,}1$ *м* и $l = 3{,}7$ *м*.

Определяем нормативное давление на основание.

По табл. 9.29 при $\varphi^н = 38°$ находим:

$$A = 2{,}11; \quad B = 9{,}44; \quad D = 10{,}80.$$

По формуле (9.106)

$$R^н = m\,[(Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^н] = 1\,[(2{,}11 \cdot 3{,}1 + 9{,}44 \cdot 1{,}6)\,2{,}0 + 10{,}80 \cdot 0{,}02] = 43{,}5 \text{ т/м}^2.$$

Проверяем выполнение условия (9.108)

$$p^н = \frac{N_0^н}{lb} + \gamma_{ср} h_ф = \frac{460}{3{,}7 \cdot 3{,}1} + 2{,}2 \cdot 1{,}6 = 43{,}5 = R^н = 43{,}5 \text{ т/м}^2.$$

Условие (9.108) удовлетворено, следовательно, размеры подошвы фундамента достаточны.

Определение минимальной площади и соответствующих размеров сторон подошвы внецентренно нагруженного прямоугольного фундамента рекомендуется определять следующим образом *.

Определяют требуемый размер стороны b_N подошвы центрально нагруженного квадратного фундамента.

Если удовлетворяется условие

$$E_м \leqslant 0{,}2 \qquad (9.124)$$

где

$$E_м = \frac{6M_l^н}{R^н b_N^3}, \qquad (9.125)$$

то это удовлетворяет условию (9.109) и, следовательно, найденные размеры подошвы достаточны и принимаются равными

$$l = b = b_N.$$

* З. М. Ярмолинский. Определение размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 5.

Если условие (9.124) не удовлетворяется, то размеры сторон подошвы должны быть увеличены в соответствии с нижеследующими указаниями.

Если удовлетворяется условие

$$0{,}2 < E_м < E_1, \tag{9.126}$$

где

$$E_1 = \frac{u_3 u_5^2}{R^н u_4^2}; \tag{9.127}$$

$$u_3 = 1{,}2A\gamma_0 b_N; \tag{9.128}$$

$$u_4 = 1{,}2R^н - \gamma_{ср} h_ф - u_3; \tag{9.129}$$

$$u_5 = R^н - \gamma_{ср} h_ф, \tag{9.130}$$

то квадратная форма фундамента сохраняется, но стороны подошвы должны быть увеличены и приняты равными

$$l = b = \beta_1 b_N. \tag{9.131}$$

Коэффициент β_1 определяется из решения уравнения

$$u_3\beta_1^4 + u_4\beta_1^3 - u_5\beta_1 - R^н E_м = 0. \tag{9.132}$$

Уравнение (9.132) легко решается методом последовательных приближений, так как величина β_1 изменяется в небольшом диапазоне ($1 < \beta_1 < 1{,}1$).

Если удовлетворяется условие

$$E_1 \leqslant E_м \leqslant E_2, \tag{9.133}$$

где

$$E_2 = \frac{1{,}2j(1+j)\,u_5^2}{[1{,}2R^н - (1+j)\,\gamma_{ср} h_ф]^2}; \tag{9.134}$$

$$j = \frac{1-|\xi|}{1+|\xi|}; \tag{9.135}$$

$$\xi = \frac{p_{мин}}{p_{макс}} \geqslant |\xi|, \tag{9.136}$$

то квадратная форма фундамента не сохраняется и размеры сторон подошвы должны быть приняты равными

$$l = \beta_2 b_N; \quad b = b_N. \tag{9.137}$$

Коэффициент β_2 определяется по формуле

$$\beta_2 = u_6 + \sqrt{u_6^2 + u_7}, \tag{9.138}$$

где

$$u_6 = \frac{0{,}5\,(R^н - \gamma_{ср} h_ф)}{1{,}2R^н - \gamma_{ср} h_ф}; \tag{9.139}$$

$$u_7 = \frac{6M^н}{(1{,}2R^н - \gamma_{ср} h_ф)\, b_N^3}. \tag{9.140}$$

Если удовлетворяется условие

$$E_м > E_2, \tag{9.141}$$

то размеры сторон должны быть приняты равными

$$l = \beta_3 b_N; \quad b = b_N. \tag{9.142}$$

Коэффициент β_3 определяется по формуле

$$\beta_3 = -u_8 + \sqrt{u_8^2 + u_9}, \tag{9.143}$$

где

$$u_8 = 0,5\left(\frac{R^н}{\gamma_{ср} h_ф} - 1\right); \qquad (9.144)$$

$$u_9 = \frac{6M^н}{l\gamma_{ср} h_ф b_N^3}. \qquad (9.145)$$

Определение длины подошвы l внецентренно нагруженного прямоугольного фундамента при заданной ширине b рекомендуется определять по формуле

$$l = u_{10} + \sqrt{u_{10}^2 + u_{11}}, \qquad (9.146)$$

где

$$u_{10} = \frac{0{,}5N_0^н}{(1{,}2R^н - \gamma_{ср} h_ф)\, b}; \qquad (9.147)$$

$$u_{11} = \frac{6M^н}{(1{,}2R^н - \gamma_{ср} h_ф)\, b}. \qquad (9.148)$$

Пример 9.12. Определить минимальную площадь подошвы фундамента и соответствующие ей размеры сторон при следующих данных: $N_0^н = 460$ *т*; $M^н = 120$ *т · м*; $h_ф = h = 1,6$ *м*; грунт основания — песок средней крупности с $\varphi^н = 40°$; $c^н = 0,02$; $\gamma_0 = 2,0$ *т/м³*; $\gamma_{ср} = 2,2$ *т/м³*; коэффициент условий работы $m = 1$.

Определяем требуемый размер стороны b_N подошвы центрально нагруженного фундамента с помощью номограммы. По табл. 9.30 находим:

$$Ф^н = 4,41; \quad Л^н = 4,77; \quad Г^н = 0,41.$$

По формуле (9.122) и (9.123) определяем:

$$Ж = Ф^н h + Л^н \frac{c^н}{\gamma_0} - Г^н \frac{\gamma_{ср} h_ф}{m\gamma_0} = 4,41 \cdot 1,6 + 4,77 \frac{0,02}{2,0} - 0,41 \frac{2,2 \cdot 1,6}{1 \cdot 2,0} = 6,38;$$

$$П = Г^н \frac{N_0^н}{m\, k_п\, \gamma_0} = 0,41 \frac{460}{1 \cdot 1 \cdot 2,0} = 94,3.$$

По номограмме (см. рис. 9.81) $b_N = 3,1$ *м*.

Определяем нормативное давление на основание.

По табл. 9.29 при $\varphi^н = 40°$ находим:

$$A = 2,46; \quad B = 10,84; \quad D = 11,73.$$

По формуле (9.106)

$$R^н = m\,[(Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^н] = 1\,[(2,46 \cdot 3,1 + 10,84 \cdot 1,6)\,2,0 + 11,73 \cdot 0,02] = 50,2 \text{ т/м}^2.$$

Проверяем условие (9.124)

$$E_M = \frac{6M^н}{R^н b_N^3} = \frac{6 \cdot 120}{50,2 \cdot 3,1^3} = 0,48 > 0,2.$$

Условие (9.124) не удовлетворяется, размеры подошвы должны быть увеличены.

Проверяем условие (9.126).

По формулам (9.127) — (9.130):

$$u_3 = 1,2A\gamma_0 b_N = 1,2 \cdot 2,46 \cdot 2,0 \cdot 3,1 = 18,3 \text{ т/м}^2;$$

$$u_4 = 1,2R^н - \gamma_{ср} h_ф - u_3 = 1,2 \cdot 50,2 - 2,2 \cdot 1,6 - 18,3 = 39,3 \text{ т/м}^2;$$

$$u_5 = R^н - \gamma_{ср} h_ф = 50,2 - 2,2 \cdot 1,6 = 47,6 \text{ т/м}^2;$$

$$E_1 = \frac{u_3 u_5^2}{R^н u_4^2} = \frac{18,3 \cdot 47,6^2}{50,2 \cdot 39,3^2} = 0,53 > E_M = 0,48.$$

Так как условие (9.126) удовлетворяется, то определяем β_1 из уравнения (9.132)

$$18,3\beta_1^4 + 39,3\beta_1^3 - 47,6\beta_1 - 50,2 \cdot 0,48 = 0,$$

откуда получаем $\beta_1 = 1,09$.

Требуемые размеры сторон подошвы определяем по формуле (9.131)

$$l = b = \beta_1 b_N = 1,09 \cdot 3,1 = 3,38 \text{ м}.$$

Пример 9.13. Определить минимальную площадь подошвы фундамента и соответствующие ей размеры сторон при $M^{н} = 180\ т \cdot м$; $\xi = \frac{p_{мин}}{p_{макс}} = 0{,}33$ и остальных данных по примеру 9.12.

Так как b_N, соответствующее $R^{н}$, и некоторые другие величины определены уже в примере 9.12 и учитывая, что в данном примере к фундаменту приложен существенно больший момент, то расчет начинаем с проверки условий (9.133) и (9.141).

По формуле (9.124)

$$E_м = \frac{6M^{н}}{R^{н} b_N^3} = \frac{6 \cdot 180}{50{,}2 \cdot 3{,}1^3} = 0{,}72 > E_1 = 0{,}53.$$

По формулам (9.134) и (9.135):

$$j = \frac{1 - |\xi|}{1 + |\xi|} = \frac{1 - 0{,}33}{1 + 0{,}33} = 0{,}5;$$

$$E_2 = \frac{1{,}2j\,(1 + j)\,u_5^2}{[1{,}2R^{н} - (1 + j)\,\gamma_{ср} h_ф]^2} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}5\,(1 + 0{,}5)\,47{,}6^2}{[1{,}2 \cdot 50{,}2 - (1 + 0{,}5)\,2{,}2 \cdot 1{,}6]^2} = 0{,}67 < E_м = 0{,}72.$$

Так как условие (9.141) удовлетворяется, то определяем β_3.

По формулам (9.144) и (9.145):

$$u_8 = 0{,}5\left(\frac{R^{н}}{\gamma_{ср} h_ф} - 1\right) = 0{,}5\left(\frac{50{,}2}{2{,}2 \cdot 1{,}6} - 1\right) = 6{,}7;$$

$$u_9 = \frac{6M^{н}}{j\gamma_{ср} h_ф b_N^3} = \frac{6 \cdot 180}{0{,}5 \cdot 2{,}2 \cdot 1{,}6 \cdot 3{,}1^3} = 20{,}6.$$

По формуле (9.143)

$$\beta_3 = -u_8 + \sqrt{u_8^2 + u_9} = -6{,}7 + \sqrt{6{,}7^2 + 20{,}6} = 1{,}4.$$

Требуемые размеры сторон подошвы определяем по формулам (9.142):

$$l = \beta_3 b_N = 1{,}4 \cdot 3{,}1 = 4{,}3\ м;$$

$$b = b_N = 3{,}1\ м.$$

Пример 9.14. Определить длину подошвы фундамента при $b = 3{,}0\ м$ и остальных данных по примеру 9.12.

Определяем $R^{н}$, соответствующее $b = 3{,}0\ м$.

По формуле (9.106)

$$R^{н} = m\,[(Ab + Bh)\,\gamma_0 + Dc^{н}] = 1\,[(2{,}46 \cdot 3 + 10{,}84 \cdot 1{,}6)\,2{,}0 + 11{,}73 \cdot 0{,}02] = 49{,}7\ т/м^2.$$

Определяем требуемую длину фундамента по формулам (9.147) и (9.148):

$$u_{10} = \frac{0{,}5N_0^{н}}{(1{,}2R^{н} - \gamma_{ср} h_ф)\,b} = \frac{0{,}5 \cdot 460}{(1{,}2 \cdot 49{,}7 - 2{,}2 \cdot 1{,}6)\,3{,}0} = 1{,}37\ м;$$

$$u_{11} = \frac{6M^{н}}{(1{,}2R^{н} - \gamma_{ср} h_ф)\,b} = \frac{6 \cdot 120}{(1{,}2 \cdot 49{,}7 - 2{,}2 \cdot 1{,}6)\,3{,}0} = 4{,}28\ м^2.$$

По формуле (9.146)

$$l = u_{10} + \sqrt{u_{10}^2 + u_{11}} = 1{,}37 + \sqrt{1{,}37^2 + 4{,}28} = 3{,}85\ м.$$

Определение осадок фундаментов

Осадка (вертикальное перемещение) фундамента происходит вследствие деформации грунта под его подошвой. Полную (конечную) осадку фундаментов допускается определять суммированием осадок отдельных горизонтальных слоев грунта ниже подошвы фундамента в пределах толщи основания, называемой активной зоной. При этом осадки отдельных слоев определяют как на сжатие под воздействием давления в грунте по оси фундамента.

Расчетная схема распределения давлений в горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента принимают в соответствии с рис. 9.82.

В этой схеме приняты следующие обозначения:

b — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента, *см*;

l — бо́льшая сторона прямоугольной подошвы фундамента, *см* (на рис. 9.82 не показана);

H — глубина заложения фундамента от отметки планировки (подсыпки или срезки), *см*;

h — глубина заложения фундамента от отметки поверхности природного рельефа, *см*;

h_1, h_2, h_3 — толщина слоев грунта ниже подошвы фундамента;

p — среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента от нормативных нагрузок, не превышающее нормативного давления $R^{н}$, *кг/см²*;

$p_б$ — природное (бытовое) давление в грунте на отметке подошвы фундамента (давление от веса грунтов, лежащих между отметками подошвы фундамента и природного рельефа), *кг/см²*;

$p_{бz}$ — природное давление в грунте в горизонтальном сечении, расположенном на глубине z ниже подошвы фундамента (давление от веса грунта, лежащего в пределах глубин $h+z$ от поверхности природного рельефа), *кг/см²*;

p_z — дополнительное (к природному) давление в грунте, *кг/см²*, в горизонтальном сечении, расположенном на глубине z ниже подошвы фундамента, определяемое по формуле

$$p_z = \alpha\,(p - p_б), \tag{9.149}$$

где α — коэффициент изменения дополнительного давления в грунте, учитывающий форму подошвы фундамента, определяемый по табл. 9.31 в зависимости от

$$m = \frac{2z}{b} \text{ и } n = \frac{l}{b}.$$

Для подошвы фундаментов в форме круга значения α принимаются по величине m, которая берется равной $m = \frac{z}{r}$, где r — радиус круга.

Для подошвы фундаментов в форме правильного многоугольника значения α принимаются как для круга, причем за r принимается величина $r = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$, где F — площадь подошвы фундамента данной формы.

Сжимаемая толща основания (активная зона) для фундамента (с заданными размерами в плане, глубиной заложения и установленным давлением от нормативных нагрузок на грунт) принимается при определении величины деформаций основания S до той глубины z' ниже подошвы фундамента, на которой удовлетворяется условие (с точностью до $\pm$ 0,05 *кг/см²*)

$$p_{z'} = 0{,}2 p_{бz'}. \tag{9.150}$$

Скальные грунты практически несжимаемы и поэтому служат естественной границей активной зоны.

Осадки отдельного фундамента рекомендуется определять в следующем порядке:

1. Толща грунта ниже подошвы фундамента в пределах примерно трехкратной его ширины разбивается на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости и толщиной не более 0,4 ширины фундамента.

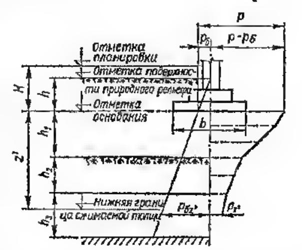


Рис. 9.82. Расчетная схема распределения давления на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента.

Таблица 9.31. Значения коэффициента α

m	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон n											Ленточные фундаменты при $n \geqslant 10$
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	2,8	3,2	4	5	
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,765
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,546	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,195
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,050	0,071	0,114
12	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

Примечание. Для промежуточных значений m и n величина коэффициента α определяется интерполяцией.

2. Для вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, определяют ординаты эпюр давлений $p_{бz}$ и p_z. Ординаты эпюры $p_{бz}$ определяют по формуле

$$p_{бzi} = \gamma_0 h + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{0i} h_i + \gamma_в h_в, \qquad (9.151)$$

где γ_0 — объемный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента;
h — глубина заложения фундамента;
γ_{0i} — объемный вес грунта в i-том слое;
h_i — высота i-го слоя грунта;
$\gamma_в$ — объемный вес воды;
$h_в$ — превышение горизонта грунтовых вод над поверхностью водоупора.

В формуле (9.151) третий член в ее правой части учитывается только при наличии в пределах активной зоны водоупора, расположенного ниже горизонта грунтовых вод. Объемный вес водопроницаемых грунтов, расположенных ниже горизонта грунтовых вод, принимается с учетом взвешивающего действия воды. Ординаты эпюры p_z определяют по формуле (9.149).

3. Устанавливается в соответствии с условием (9.150) толщина сжимаемой зоны основания.

4. Определяются осадки отдельных слоев (S_i) и полная осадка основания (S) в пределах активной зоны по формуле

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i = \sum_{i=1}^{n} 0{,}8 \frac{p_{zi_{ср}} h_i}{E_i}, \qquad (9.152)$$

где 0,8 — коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета осадок;
$p_{zi ср} = \dfrac{p_{zi} + p_{z(i+1)}}{2}$ — среднее дополнительное давление в грунте в пределах толщины слоя h_i;
E_i — модуль деформации грунта i-го слоя.

Пример 9.15. Определить осадку отдельного прямоугольного фундамента при следующих данных (рис. 9.83).

Размеры подошвы фундамента $l \times b = 2{,}9 \times 2{,}5$ *м*; глубина заложения $h = 3{,}0$ *м*; нормативная нагрузка, передаваемая фундаментом на основание, $N^{н} = 200$ *т*. От поверхности природного рельефа до глубины 5,0 *м* залегают пески мелкие: $\gamma_0 = 1{,}85$ *т/м³*; $E = 280$ *кг/см²*. Ниже залегают пески средней крупности: $\gamma_0 = 2{,}08$ *т/м³*; $\gamma_{0взв} = 1{,}07$ *т/м³*; $E = 400$ *кг/см²*.

Уровень грунтовых вод находится на глубине 5,75 *м* от поверхности.

Мелкие пески ниже подошвы фундамента разбиваем на два слоя толщиной по 100 *см*; третий слой толщиной 75 *см* составляют пески средней крупности, залегающие выше уровня грунтовых вод; ниже — принимаем слои толщиной 100 *см*. Для слоев, расположенных ниже уровня грунтовых вод, объемный вес грунта принимается с учетом взвешивающего действия воды — $\gamma_{0взв} = 1{,}07$ *т/м³*.

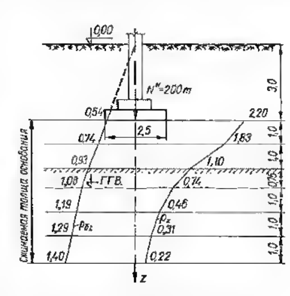


Рис. 9.83. К примеру определения осадки фундамента.

Определяем дополнительное (к природному) давление под подошвой фундамента

$$p - p_б = \frac{N^н}{lb} - \gamma_0 h = \frac{200}{2{,}9 \cdot 2{,}5} - 1{,}85 \cdot 3 = 22{,}0\ т/м^2.$$

Остальные вычисления, связанные с определением осадки, произведены в табл. 9.32.

Таблица 9.32. **Определение осадки фундамента**

№ слоев	h_i, *см*	γ_{0i}, *кг/см³*	$h_i\gamma_{0i}$	$p_{бzi} = \Sigma h_i\gamma_{0i}$	z_i, *см*	$\frac{2z_i}{b}$	α_i	$p_{zi} = 2{,}2\alpha_i$	$p_{zi\,ср}$	E_i	$S_i = \frac{0{,}8p_{zi\,ср}h_i}{E_i}$, *см*
			кг/см²					*кг/см²*			
—	300	0,00185	0,56	0,56	0	0	1,00	2,20	—	—	—
1	100	0,00185	0,19	0,74	100	0,8	0,83	1,83	2,01	280	0,585
2	100	0,00185	0,19	0,93	200	1,6	0,50	1,10	1,46	280	0,417
3	75	0,00208	0,16	1,08	275	2,2	0,34	0,74	0,91	400	0,136
4	100	0,00107	0,11	1,19	375	3,0	0,21	0,46	0,60	400	0,120
5	100	0,00107	0,11	1,29	475	3,8	0,14	0,31	0,38	400	0,076
6	100	0,00107	0,11	1,40	575	4,6	0,10	0,22	0,26	400	0,052

$$\Sigma S_i = 1{,}386\ см$$

Сжимающая толща грунта оказалась равной 5,75 *м*. На нижней границе сжимающей толщи условие (1.48) удовлетворяется

$$p_z = 0{,}22 < 0{,}2p_{бz} = 0{,}2 \cdot 1{,}4 = 0{,}28\ кг/см^2.$$

Осадки фундаментов могут определяться также с помощью специально разработанных графиков (Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1964) или таблиц (Я. В. Юрик. Таблицы для определения осадок фундаментов. Киев, «Будівельник», 1967).

Основные положения расчета железобетонных фундаментов по прочности и раскрытию трещин *

Механические свойства грунтовых оснований описываются моделью, предложенной С. А. Ривкиным.

Для прямоугольной фундаментной плиты реактивное давление p и осадка v в любой ее точке в условиях пространственной задачи (рис. 9.84)

* Приводимая теория и методика расчета железобетонных фундаментов разработана С. А. Ривкиным.

связаны зависимостью

$$p = k\,[1 + \beta e^{-\alpha(1-\xi)(m-\eta)}]\,v, \qquad (9.153)$$

где k, β, α — расчетные параметры модели;

$\xi = \frac{y}{l};\ \eta = \frac{x}{l}$ — абсолютные значения относительных координат рассматриваемой точки;

$m = \frac{b}{l}$ — отношение ширины плиты к ее длине;

y, x — координаты рассматриваемой точки относительно центра плиты;

l, b — полудлина и полуширина плиты.

Для прямоугольной плиты (полосы) в условиях плоской задачи или круглой плиты эта зависимость приобретает следующий вид:

$$p = k\,[1 + \beta e^{-\alpha(1-\xi)}]\,v, \qquad (9.154)$$

где ξ — абсолютное значение относительной координаты рассматриваемой точки, равное: для полосы — отношению расстояния y от середины до точки к полудлине плиты l; для круглой плиты — отношению расстояния r от центра до точки к радиусу плиты R.

Расчетный параметр k, $кг/см^3$ или $т/м^3$, характеризует чистое сопротивление основания осадке — жесткость основания, на которую не оказывает влияния работа грунта за пределами фундамента, т.е. без учета краевого эффекта.

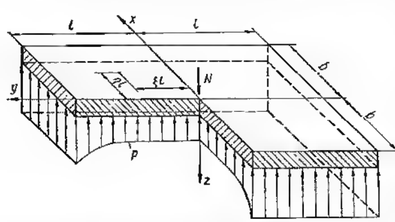


Рис. 9.84. Абсолютно жесткая прямоугольная фундаментная плита в условиях пространственной задачи.

Безразмерные параметры β и α учитывают влияние работы грунта за пределами фундамента на сопротивление основания осадке и распределение реактивных давлений.

Расчетные параметры β и α определяют характер изменения деформативных свойств (жесткости) основания в плане. В соответствии с зависимостями (9.153) и (9.154) при $\beta > 0$ жесткость основания под приконтурными зонами фундамента больше, чем в средней части, а при $\beta < 0$, наоборот, меньше, чем в средней части. Величина $(1 + \beta)\,k$ определяет жесткость основания по контуру фундамента.

Величина параметра β зависит от плотности и связности грунта и степени развития в нем пластических деформаций.

Параметр α характеризует вид кривой, соединяющей контурные и среднюю ординаты эпюры жесткости основания; его величина определяет относительную скорость затухания краевого эффекта.

Рассматриваемая модель при соответствующем выборе значений расчетных параметров позволяет с достаточной для инженерных расчетов полнотой и точностью отобразить все существенно важные особенности взаимодействия конструкции с грунтовым основанием. В частных случаях при $\beta = 0$ она соответствует модели Винклера; при $\beta = 5{,}5$ и $\alpha = 10$ ее решения численно близки к решениям модели упругого полупространства, а при $\beta = 5{,}5$ и $\alpha > 10$ — модели упругого слоя конечной толщины.

При установлении значений расчетных параметров модели следует учитывать, что характеристики механических свойств грунтовых оснований являются по своей природе величинами случайными и изменчивыми, для которых не могут быть установлены абсолютно точные границы их изменения. Это обусловлено большим разнообразием, сложностью и изменчивостью естественной структуры грунтовой среды, значительным влиянием на ее ме-

ханические свойства степени развития пластических деформаций, а также несовершенством техники и методики полевых исследований на строительных площадках.

Следует также учитывать важную особенность взаимодействия конструкций с грунтовым основанием, заключающуюся в том, что изменение характера распределения деформативных свойств грунтовых оснований в плане может вызвать изменение усилий в конструкции не только по величине, но и по знаку.

Следовательно, в расчете конструкций на грунтовом основании необходимо учитывать такие комбинации сочетаний расчетных параметров модели в достоверных границах их изменения, которые позволяют выявить наибольшие величины усилий и наиболее невыгодный характер их распределения в конструкции.

Отметим в связи с этим, что модели Винклера, упругого полупространства или упругого слоя не могут решить этой задачи, так как изменение величин коэффициента постели или модуля деформации не вызывает изменения в характере распределения деформативных свойств основания в плане.

Усилия в фундаментах, при прочих равных условиях, увеличиваются с уменьшением жесткости основания. Следовательно, в расчете необходимо принимать наименьшее вероятное значение параметра k, т. е. его нижнюю доверительную границу. Характер распределения усилий, их величина и знак зависят от характера распределения жесткости основания в плане. Следовательно, в расчете должны учитываться как верхняя, так и нижняя доверительные границы значений параметра β и наиболее невыгодный вид эпюры жесткостей, определяемый параметром α.

В настоящее время еще не собран достаточный объем экспериментальных данных в однородных условиях, позволяющий установить статистическими и вероятностными методами с определенной вероятностью интервалы изменчивости значений расчетных параметров модели грунтовых оснований. Однако на основе имеющихся экспериментальных данных по характеру распределения контактных давлений под жесткими штампами и современных методов определения осадок фундаментов могут быть даны следующие рекомендации по назначению величин параметров модели для практических расчетов.

Рекомендуемые ориентировочные границы изменения параметра β в зависимости от вида грунта приведены в табл. 9.33.

Таблица 9.33. **Значения расчетного параметра модели грунтового основания β**

Грунт	Граница		Грунт	Граница	
	верхняя	нижняя		верхняя	нижняя
Песчаный:			Глинистый:		
плотный	1,0	0	твердый	1,5	0,5
средней плотности	0,5	—0,25	полутвердый	1,0	0,0
рыхлый	0	—0,50	пластичный	0,5	—0,5

Значение расчетного параметра модели основания α для ленточных и плитных фундаментов, равномерно загруженных по площади, рекомендуется принимать равным 10, что при значениях β, приведенных в табл. 9.33, соответствует наиболее невыгодному характеру распределения жесткости основания в плане.

При принятых значениях параметров α и β параметр k определяется из сопоставления осадок фундамента, найденных по способу, рекомендуемому СНиП II-Б.1—62*, и по зависимостям (9.153) и (9.154). В соответствии с этим параметр k определяется по следующим формулам:

для прямоугольной плиты в условиях пространственной задачи

$$k = \frac{p}{S} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\beta}{\alpha m} A_{1(\alpha m)}}; \qquad (9.155)$$

для полосы

$$k = \frac{p}{S} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\beta}{\alpha} A_{1(\alpha)}}; \qquad (9.156)$$

для круглой плиты

$$k = \frac{p}{S} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2\beta}{\alpha} A_{3(\alpha)}}, \qquad (9.157)$$

где p — среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента от нормативных нагрузок;
S — осадка фундамента, найденная в соответствии с рекомендациями СНиП II-Б.1—62*;
$B_{1(\alpha m)}$, $A_{1(\alpha)}$, $A_{3(\alpha)}$ — интегральные функции, определяемые по табл. 9.34.

Фундаменты, имеющие небольшие размеры в плане, к которым нагрузка приложена в средней части (ленточные фундаменты под стены и отдельные под колонны), рекомендуется рассчитывать при следующих предпосылках:

1. Грунтовое основание рассматривается как винклеровское, что соответствует $\beta = 0$ в рекомендуемой модели основания. Эта предпосылка базируется на том, что в жестких фундаментах рассматриваемого типа при жесткости основания под приконтурными зонами фундамента вдвое большей, чем в средней части ($\beta = 1$), расчетный изгибающий момент превышает значение изгибающего момента на винклеровском основании не более чем на 8%.

2. Образование и раскрытие трещин в сечениях фундамента при изгибе вызывает взаимный поворот его частей, вследствие чего происходит перераспределение давлений между грунтовым основанием и подошвой фундамента. При этом фундамент до образования трещин рассматривается как абсолютно жесткий. После образования и раскрытия трещин абсолютно жесткими принимают участки фундамента между трещинами.

Взаимный поворот частей фундамента за счет неупругих деформаций в месте возможного образования пластического шарнира учитывается в ограниченных пределах.

В расчете прочности фундамента рекомендуется принимать, что поворот его частей происходит за счет удлинения растянутой арматуры в зоне возможного образования пластического шарнира на $\lambda_a = 0{,}05$ *см*. Это соответствует удлинению арматуры при напряжениях, равных ее расчетному сопротивлению на длине 30—35 *см* и образованию в зоне наибольших изгибающих моментов двух трещин с общей шириной их раскрытия не более 0,5 *мм*. Ограниченный учет неупругих деформаций при расчете прочности фундамента делает допустимым упрощенное определение изгибающего момента от нормативных нагрузок при расчете фундамента по раскрытию трещин. Принимается, что $M^{н} = \frac{1}{n_{ср}} M$, где $n_{ср}$ — осредненный коэффициент перегрузки, принимаемый в соответствии с указаниями, приведенными на стр. 337, 338.

3. При изгибных деформациях фундамента возникают силы трения между его подошвой и грунтом основания, направленные от краев к середине.

В составных фундаментах возникают также силы трения между горизонтальными контактными плоскостями элементов фундамента.

Рекомендуемые коэффициенты трения между подошвой фундамента и грунтом основания и между элементами двухслойных фундаментов

Таблица 9.34. **Значения интегральных функций $A_{1\,(t)}$, $A_{3\,(t)}$, $B_{1\,(t)}$**

t	$A_1(t)$	$A_3(t)$	$B_1(t)$	t	$A_1(t)$	$A_3(t)$	$B_1(t)$
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,65	0,4780	0,2647	0,5580
0,01	0,0100	0,0050	0,0100	0,66	0,4831	0,2680	0,5653
0,02	0,0198	0,0100	0,0199	0,67	0,4883	0,2711	0,5726
0,03	0,0296	0,0150	0,0297	0,68	0,4934	0,2744	0,5798
0,04	0,0392	0,0198	0,0395	0,69	0,4984	0,2777	0,5870
0,05	0,0488	0,0246	0,0493	0,70	0,5034	0,2808	0,5942
0,06	0,0582	0,0294	0,0591	0,71	0,5084	0,2839	0,6014
0,07	0,0676	0,0352	0,0687	0,72	0,5132	0,2872	0,6086
0,08	0,0769	0,0390	0,0784	0,73	0,5181	0,2903	0,6157
0,09	0,0861	0,0473	0,0880	0,74	0,5229	0,2934	0,6228
0,10	0,0952	0,0484	0,0975	0,75	0,5276	0,2965	0,6298
0,11	0,1042	0,0528	0,1070	0,76	0,5323	0,2996	0,5368
0,12	0,1131	0,0575	0,1164	0,77	0,5370	0,3026	0,6438
0,13	0,1219	0,0623	0,1259	0,78	0,5416	0,3056	0,6508
0,14	0,1306	0,0671	0,1352	0,79	0,5462	0,3086	0,6578
0,15	0,1393	0,0713	0,1446	0,80	0,5507	0,3117	0,6647
0,16	0,1479	0,0756	0,1538	0,81	0,5551	0,3147	0,6716
0,17	0,1563	0,0806	0,1630	0,82	0,5596	0,3176	0,6784
0,18	0,1647	0,0850	0,1722	0,83	0,5640	0,3205	0,6852
0,19	0,1730	0,0895	0,1814	0,84	0,5683	0,3235	0,6919
0,20	0,1813	0,0935	0,1905	0,85	0,5726	0,3264	0,6986
0,21	0,1894	0,0981	0,1995	0,86	0,5768	0,3292	0,7053
0,22	0,1975	0,1023	0,2085	0,87	0,5810	0,3322	0,7120
0,23	0,2055	0,1066	0,2174	0,88	0,5852	0,3350	0,7187
0,24	0,2134	0,1109	0,2263	0,89	0,5893	0,3379	0,7254
0,26	0,2212	0,1152	0,2352	0,90	0,5934	0,3407	0,7320
0,26	0,2289	0,1196	0,2440	0,91	0,5975	0,3434	0,7386
0,27	0,2366	0,1237	0,2528	0,92	0,6015	0,3462	0,7451
0,28	0,2442	0,1279	0,2616	0,93	0,6054	0,3490	0,7516
0,29	0,2517	0,1321	0,2703	0,94	0,6094	0,3517	0,7581
0,30	0,2592	0,1361	0,2789	0,95	0,6137	0,3545	0,7646
0,31	0,2666	0,1400	0,2875	0,96	0,6171	0,3572	0,7711
0,32	0,2739	0,1441	0,2961	0,97	0,6209	0,3599	0,7775
0,33	0,2811	0,1482	0,3046	0,98	0,6247	0,3626	0,7839
0,34	0,2882	0,1524	0,3131	0,99	0,6284	0,3653	0,7903
0,35	0,2953	0,1563	0,3216	1,0	0,6321	0,3679	0,7966
0,36	0,3023	0,1603	0,3300	1,1	0,6671	0,3935	0,8585
0,37	0,3093	0,1641	0,3384	1,2	0,6988	0,4177	0,9180
0,38	0,3161	0,1682	0,3467	1,3	0,7275	0,4404	0,9751
0,39	0,3229	0,1721	0,3350	1,4	0,7534	0,4619	1,0299
0,40	0,3297	0,1758	0,3633	1,5	0,7769	0,4821	1,0827
0,41	0,3363	0,1798	0,3715	1,6	0,7981	0,5012	1,1335
0,42	0,3430	0,1833	0,3797	1,7	0,8173	0,5192	1,1824
0,43	0,3495	0,1873	0,3878	1,8	0,8347	0,5362	1,2297
0,44	0,3560	0,1909	0,3959	1,9	0,8504	0,5524	1,2753
0,45	0,3624	0,1947	0,4040	2,0	0,8647	0,5677	1,3192
0,46	0,3567	0,1985	0,4121	2,1	0,8775	0,5821	1,3619
0,47	0,3750	0,2021	0,4201	2,2	0,8892	0,5958	1,4031
0,48	0,3812	0,2058	0,4280	2,3	0,8997	0,6087	1,4428
0,49	0,3874	0,2094	0,4359	2,4	0,9013	0,6211	1,4813
0,50	0,3935	0,2131	0,4458	2,5	0,9179	0,6327	1,5186
0,51	0,3995	0,2167	0,4517	2,6	0,9273	0,6440	1,5547
0,52	0,4055	0,2202	0,4595	2,7	0,9328	0,6544	1,5897
0,53	0,4114	0,2238	0,4683	2,8	0,9392	0,6646	1,6237
0,54	0,4173	0,2272	0,4750	2,9	0,9450	0,6740	1,6567
0,55	0,4231	0,2308	0,4827	3,0	0,9502	0,6833	1,6888
0,56	0,4288	0,2343	0,4904	3,1	0,9550	0,6918	1,7201
0,57	0,4345	0,2377	0,4981	3,2	0,9592	0,7002	1,7505
0,58	0,4401	0,2411	0,5057	3,3	0,9631	0,7081	1,7800
0,59	0,4457	0,2446	0,5133	3,4	0,9666	0,7157	1,8089
0,60	0,4512	0,2480	0,5208	3,5	0,9698	0,7228	1,8370
0,61	0,4666	0,2515	0,5283	3,6	0,9727	0,7298	1,8643
0,62	0,4621	0,2547	0,5358	3,7	0,9753	0,7363	1,8909
0,63	0,4674	0,2581	0,5432	3,8	0,9776	0,7427	1,9170
0,64	0,4727	0,2615	0,5506				

Продолжение табл. 9.34

t	$A_1(t)$	$A_3(t)$	$B_1(t)$	t	$A_1(t)$	$A_3(t)$	$B_1(t)$
3,9	0,9792	0,7488	1,9425	7,0	0,9991	0,8573	2,5231
4,0	0,9817	0,7546	1,9673	7,1	0,9992	0,8592	2,5373
4,1	0,9834	0,7601	1,9915	7,2	0,9993	0,8612	2,5513
4,2	0,9850	0,7655	2,0153	7,3	0,9993	0,8631	2,5651
4,3	0,9864	0,7705	2,0384	7,4	0,9994	0,8649	2,5787
4,4	0,9877	0,7755	2,0511	7,5	0,9994	0,8667	2,5921
4,5	0,9889	0,7801	2,0834	7,6	0,9995	0,8685	2,6053
4,6	0,9899	0,7847	2,1051	7,7	0,9995	0,8702	2,6184
4,7	0,9909	0,7891	2,1264	7,8	0,9996	0,8718	2,6313
4,8	0,9918	0,7934	2,1473	7,9	0,9996	0,8735	2,6441
4,9	0,9926	0,7974	2,1677	8,0	0,9997	0,8750	2,6566
5,0	0,9933	0,8014	2,1877	8,1	0,9997	0,8766	2,6691
5,1	0,9939	0,8051	2,2074	8,2	0,9997	0,8781	2,6813
5,2	0,9945	0,8087	2,2268	8,3	0,9998	0,8795	2,6935
5,3	0,9950	0,8142	2,2458	8,4	0,9998	0,8809	2,7054
5,4	0,9955	0,8156	2,2644	8,5	0,9998	0,8824	2,7173
5,5	0,9959	0,8189	2,2827	8,6	0,9998	0,8838	2,7290
5,6	0,9963	0,8220	2,3006	8,7	0,9998	0,8851	2,7405
5,7	0,9967	0,8251	2,3182	8,8	0,9998	0,8864	2,7520
5,8	0,9970	0,8281	2,3356	8,9	0,9999	0,8877	2,7633
5,9	0,9973	0,8310	2,3526	9,0	0,9999	0,8889	2,7744
6,0	0,9975	0,8337	2,3699	9,1	0,9999	0,8901	2,7855
6,1	0,9978	0,8353	2,3855	9,2	0,9999	0,8913	2,7964
6,2	0,9980	0,8391	2,4017	9,3	0,9999	0,8925	2,8072
6,3	0,9982	0,8416	2,4177	9,4	0,9999	0,8936	2,8179
6,4	0,9983	0,8441	2,4335	9,5	0,9999	0,8947	2,8285
6,5	0,9985	0,8464	2,4490	9,6	0,9999	0,8958	2,8390
6,6	0,9986	0,8487	2,4643	9,7	0,9999	0,8969	2,8493
6,7	0,9988	0,8509	2,4793	9,8	0,9999	0,8979	2,8596
6,8	0,9989	0,8531	2,4941	9,9	0,9999	0,8990	2,8697
6,9	0,9990	0,8552	2,5087	10,0	1,0000	0,9000	2,8798

Таблица 9.35. **Коэффициенты трения, принимаемые в расчете фундаментов**

Контактные поверхности	Марка раствора в шве между слоями фундамента или вид грунта основания	Коэффициенты трения при изгибе	
		плоском (для фундаментов под стены)	пространственном (для фундаментов под колонны)
Контакт по площади грубошероховатых поверхностей железобетонных элементов, изготовленных из бетона марки не ниже 200	25 100 200	0,50 0,67 0,80	0,40 0,50 0,60
Контакт между подошвой железобетонного фундамента и грунтом основания	Глины и скальные грунты с омыливающейся поверхностью во влажном состоянии	0,10	0,08
	Суглинки и супеси	0,12	0,10
	Пески	0,16	0,12
	Гравийно-галечниковые грунты	0,20	0,15

Примечания: 1. При точечном контакте между слоями фундамента независимо от марки раствора коэффициент трения принимается равным 0,4.

2. Приведенные значения коэффициентов не распространяются на фундаменты, подвергающиеся непосредственному вибрационному воздействию машин с динамическими нагрузками.

приведены в табл. 9.35. Приведенные в табл. 9.35 значения коэффициентов трения между подошвой фундамента и грунтом основания в 2,5 раза меньше соответствующих коэффициентов трения по нормам проектирования мостов и труб (см. п. 8.11 СНиП II-Д. 7—62). Предлагаемое уточнение расчета ленточных фундаментов под стены и отдельных фундаментов под колонны учитывает эффект от перераспределения реактивных давлений вследствие неупругих деформаций конструкции и сил трения между ее подошвой и грунтом основания в весьма ограниченных пределах, недоиспользуя имеющиеся в действительности избыточные резервы прочности.

Фундаменты, имеющие большую протяженность в плане, загруженные часто расположенными примерно одинаковыми силами или распределенной нагрузкой, например, ленточные фундаменты под ряды колонн или сплошные плитные фундаменты, особенно чувствительны к изменениям деформативных свойств грунтовых оснований в плане. В расчете таких фундаментов необходим учет изменения параметра β в пределах верхней и нижней границ согласно табл. 9.33.

Учет сил трения между грунтом основания и подошвой таких фундаментов затруднителен и в целом не существен, что обусловлено относительно малой их высотой. Учет сил трения может иметь смысл только для расчета консольных выступов полок ленточных фундаментов таврового сечения.

Ленточные фундаменты под стены

Монолитные железобетонные ленточные фундаменты представляют собой непрерывную ленту с прямоугольным поперечным сечением (рис. 9.85, *а*). Однако при большой ширине монолитного фундамента для

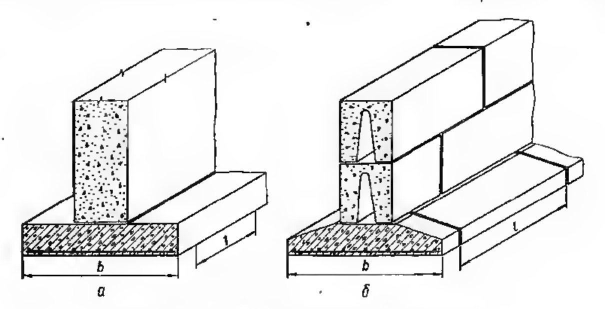


Рис. 9.85. Ленточные фундаменты под стены зданий:
а — монолитный; *б* — сборный.

уменьшения расхода бетона его целесообразно осуществлять с трапециевидным поперечным сечением.

Сборные ленточные фундаменты собирают из полнотелых железобетонных блоков трапециевидного профиля (рис. 9.85, *б*).

Монолитные и сборные ленточные фундаменты армируют укладываемыми по низу сварными плоскими сетками с рабочими стержнями только вдоль ширины ленты.

Ленточные фундаменты такого типа предназначены для распределения нагрузки от стен только по ширине фундамента; по длине фундамента распределение нагрузки должно быть обеспечено самими стенами.

Ленточные фундаменты представляют собой малоармированную железобетонную конструкцию, стоимость которой на 85—90% состоит из стоимости бетона. Уменьшение высоты сечения ленточных фундаментов и, следовательно, расхода бетона и стоимости может быть эффективно достигнуто за счет применения бетонов высоких марок. Отметим целесообразность уменьшения высоты унифицированных фундаментных блок-подушек за счет перехода от бетонов марок 150 и 200 к бетону марки 300.

Расчет ленточного фундамента заключается в расчете выступающих за грани стены частей фундамента как консолей, нагруженных реактивным давлением грунта. Консольные выступы фундамента должны быть рассчитаны по прочности и по раскрытию трещин. Прочность консольного выступа фундамента по поперечной силе при отсутствии поперечной арматуры должна быть обеспечена бетоном из условия (4.32). Условие (4.32) в данном случае приобретает следующий вид (рис. 9.86):

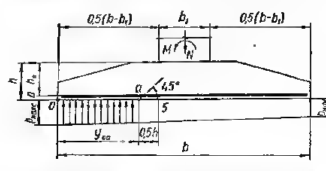


Рис. 9.86. Расчетная схема к определению поперечной силы в ленточном фундаменте.

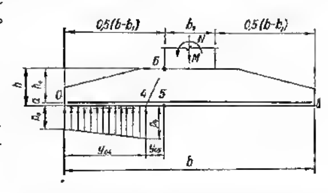


Рис. 9.87. Расчетная схема к определению изгибающего момента в ленточном фундаменте.

$$Q \leqslant R_p l (h - a), \tag{9.158}$$

где Q — поперечная сила в наклонном сечении, начало которого в растянутой зоне (точка a) отстоит от грани стены на 0,5 h;

l — длина, принимаемая для монолитных фундаментов равной 1 *м*, а для сборных — длине блока.

При определении поперечной силы в формуле (9.158) распределение давления под подошвой фундамента принимают по линейному закону и определяют по формулам внецентренного сжатия.

Из условия (9.158) получена формула, позволяющая непосредственно определить высоту ленточного фундамента

$$h \geqslant \frac{p_{cp}(b - b_1) + 2R_p l a}{p_{cp} + 2R_p l}, \tag{9.159}$$

где p_{cp} — среднее давление грунта на единицу ширины фундамента на участке $y_{05} = 0{,}5\,(b - b_1)$, определяемое по формуле

$$p_{cp} = \frac{N}{b} + \frac{3M}{b^2}\left(1 + \frac{b_1}{b}\right); \tag{9.160}$$

b_1 — толщина стены;

N, M — нормальная сила и момент от расчетных нагрузок, передаваемых стеной на участке длиной l на уровне верхнего обреза фундамента.

Площадь сечения арматуры определяется по изгибающему моменту в расчетном сечении *4—6* (рис. 9.87) от расчетных нагрузок с учетом перераспределения давлений в основании вследствие неупругих деформаций фундамента и сил трения между подошвой фундамента и грунтом основания.

Изгибающий момент в сечении *4—6* определяют по формуле

$$M_{4-6} = 0{,}167\,(2p_0 + p_4)\,y_{04}^2, \tag{9.161}$$

где p_0 и p_4 — давления на единицу ширины фундамента в точках 0 и 4 определяемые по формулам:

$$p_0 = kl\left(v_8 + \varphi_8 b - \frac{\lambda_a}{z} y_{04}\right); \qquad (9.162)$$

$$p_4 = kl\left[v_8 + \varphi_8 (b - y_{04})\right], \qquad (9.163)$$

где φ_8 и v_8 — угол поворота и осадка фундамента в точке 8, определяемые по формулам:

$$\varphi_8 = \frac{12M}{klb^3} + \frac{\lambda_a}{z} \cdot \frac{y_{04}^2}{b}\left(3 - 2\frac{y_{04}}{b}\right); \qquad (9.164)$$

$$v_8 = \frac{N}{klb} - 0{,}5\varphi_8 b + 0{,}5\frac{\lambda_a}{z} \cdot \frac{y_{04}^2}{b}; \qquad (9.165)$$

k — расчетный параметр модели основания, определяемый по формуле (9.156)

$$y_{04} = 0{,}5\left[b - b_1 - 2f(z + a)\right]; \qquad (9.166)$$

f — коэффициент трения между подошвой фундамента и грунтом основания, определяемый по табл. 9.35;

λ_a — удлинение арматуры в зоне образования пластического шарнира, принимаемое равным 0,05 *см*;

$$z \approx 0{,}9(h - a).$$

Для центрально нагруженного ленточного фундамента p_0 и p_4 определяют по формулам:

$$p_0 = \frac{N}{b} - \Delta p\left(1 - \frac{y_{04}}{b}\right); \qquad (9.167)$$

$$p_4 = \frac{N}{b} + \Delta p\frac{y_{04}}{b}; \qquad (9.168)$$

$$\Delta p = kly_{04}\frac{\lambda_a}{z}. \qquad (9.169)$$

Ширину раскрытия трещин в сечении 4—6 проверяют по моменту от нормативных нагрузок, определяемому по приближенной формуле

$$M_{4-6}^{н} = \frac{1}{n_{ср}} M_{4-6}, \qquad (9.170)$$

где $n_{ср}$ — осредненный коэффициент перегрузки, определяемый по указаниям, приведенным на стр. 337, 338.

Примеры расчета сборных блоков ленточных фундаментов приведены в главе 13.

Отдельные фундаменты под колонны

МОНОЛИТНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Отдельные монолитные фундаменты под колонны могут быть ступенчатой и пирамидальной формы. Пирамидальные фундаменты требуют меньшего расхода бетона, но опалубка их сложнее, чем ступенчатых, и поэтому в строительстве в основном применяют монолитные ступенчатые фундаменты.

Однако в современном строительстве при унификации размеров конструкций создаются благоприятные предпосылки для совершенствования формы монолитных фундаментов и пересмотра целесообразности широкого применения ступенчатых. Некоторое усложнение формы при применении инвентарной опалубки не является в этих условиях существенным.

В ступенчатых фундаментах количество ступеней назначается в зависимости от его общей высоты. Рекомендуется принимать (рис. 9.88): при $H \leqslant 400$ *мм* — одну ступень; при $400 < H < 900$ *мм* — две ступени; при $H > 900$ *мм* — три.

Размеры верхних ступеней назначаются такими, чтобы весь контур фундамента находился снаружи боковых граней усеченной пирамиды, грани которой наклонены к горизонту под углом 45°, а верхним основанием является опорное сечение колонны.

При центральной нагрузке фундаменты в плане рекомендуется принимать квадратной формы; при внецентренной нагрузке фундамент может приниматься прямоугольной формы. Фундаменты рекомендуется принимать симметричными относительно геометрической оси колонны.

Фундаменты армируют перекрестными стержнями, укладываемыми только по подошве. Рабочие стержни следует принимать диаметром не менее 10 *мм*.

Рекомендуется применять армирование сварными сетками, изготавливаемыми с применением контактной точечной сварки.

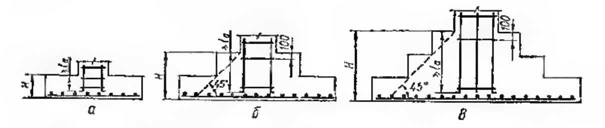


Рис. 9.88. Отдельные монолитные фундаменты под колонны:
а — одноступенчатый; *б* — двухступенчатый; *в* — трехступенчатый.

Расстояние между осями стержней должно быть не менее 100 *мм* и не более 200.

При возможности изготовления и транспортирования сеток больших размеров следует армировать фундаменты цельными сетками без устройства стыков. При отсутствии такой возможности применяют узкие сетки с продольной рабочей арматурой, укладываемые в двух плоскостях таким образом, чтобы рабочие стержни в верхних и нижних сетках проходили в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Сетки в каждой плоскости укладывают рядом друг с другом без нахлестки.

При размерах сторон подошвы фундаменты в 3,0 *м* и более рекомендуется половину стержней арматуры обрывать на расстоянии 0,4 размера стороны подошвы от оси фундамента. При армировании фундамента цельными сетками это удобно осуществлять с помощью двух сеток, укладываемых одна на другую, причем размеры верхней сетки принимают равными 0,8 от соответствующих размеров нижней, а шаг стержней в каждой сетке вдвое больше расчетного.

Связь фундамента с монолитной железобетонной колонной осуществляется с помощью выпусков арматуры, диаметры и расположение которых должны соответствовать арматуре колонны.

Выпуски арматуры должны быть соединены хомутами, причем первый хомут ставят у нижних концов выпусков, а второй — на расстоянии 100 *мм* ниже обреза фундамента.

Выпуски арматуры должны быть заделаны в бетон фундамента не менее чем на величину l_a, приведенную в табл. 8.9.

При наличии фундаментальных балок, расположенных не выше 3,0 *м* от верха фундамента, стык арматуры колонн рекомендуется устраивать непосредственно над балками. При расположении фундаментных балок выше 3,0 *м* от верха фундамента стык арматуры устраивают в двух уровнях: один — непосредственно над обрезом фундамента и другой — выше уровня фундаментной балки.

При отсутствии фундаментных балок стык выпусков с арматурой колонны рекомендуется устраивать при расположении обреза фундамента на глубине от уровня пола: до 3,0 *м* — на уровне пола; более 3,0 *м* — в двух местах, непосредственно выше обреза фундамента и на уровне пола.

При армировании колонн отдельными стержнями стыки с выпусками из фундаментов рекомендуется выполнять внахлестку без сварки. При числе выпусков с каждой стороны до 4 допускается устройство стыков в одном месте; при числе выпусков с каждой стороны от 5 до 8 — в двух местах; при числе выпусков с каждой стороны более 8 — в трех местах.

При армировании колонн сварными каркасами стык с выпусками из фундамента рекомендуется выполнять при помощи дуговой сварки.

При расстоянии от уровня пола до верха фундамента более 1,5 *м* в верхней части фундаментов следует устраивать вдоль меньших сторон уступы

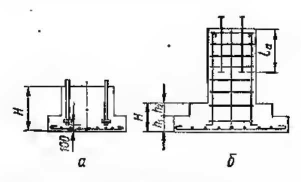


Рис. 9.89. Монолитные фундаменты под стальные колонны:

а — при высоте фундамента, соответствующей длине анкерных болтов; *б* — то же, превышающей длину анкерных болтов.

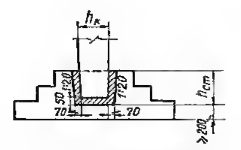


Рис. 9.90. Фундамент со стаканом для заделки сборной железобетонной колонны.

в 50 *мм* для установки щитов опалубки. Уступы устраивают ниже уровня пола на 150 *мм*.

Для опирания стальных колонн в железобетонных фундаментах должны быть заложены анкерные болты (рис. 9.89). Если высота фундамента превышает требуемую длину анкерных болтов, верхнюю часть фундамента можно осуществить в соответствии с рис. 9.89, *б*. Арматура верхней части фундамента назначается по расчету.

Для опирания сборных железобетонных колонн в фундаментах предусматривают гнезда (стаканы). Зазоры между колонной и стенками стакана заполняют бетоном марки 200 на мелком заполнителе.

Стаканное сопряжение удобно для рихтовки колонны при монтаже и обеспечивает жесткую заделку колонны в фундаменте после отвердения бетона замоноличивания.

Стык сборной колонны с монолитным фундаментом рекомендуется назначать, как правило, на такой отметке, при которой все работы «нулевого цикла» могли быть закончены до начала монтажа надземных конструкций.

При применении метода «нулевого цикла» верх фундамента принимается на глубине 150 *мм* ниже уровня чистого пола. Это позволяет закончить возведение всех подземных конструкций до начала монтажа надземных, т. е. осуществить «нулевой цикл»; в этом случае облегчается выполнение строительно-монтажных работ надземной части индустриальными методами благодаря наличию твердой выровненной поверхности (подготовка под полы).

Конфигурацию фундамента при отсутствии повышенной стаканной части (рис. 9.90) принимают в соответствии со следующими рекомендациями:

минимальная высота фундамента определяется конструктивными требованиями по устройству стакана и расчетом на продавливание;

глубину заделки колонны в стакан принимают не менее $h_к$ ($h_к$ — наибольший размер сечения колонны);

толщину стенки стакана принимают $^1/_5\ h_к$, но не менее 150 *мм*;

толщину дна стакана принимают не менее 200 *мм*.

Конфигурацию фундамента с повышенной стаканной частью (рис. 9.91) определяют в соответствии со следующими рекомендациями.

Глубину заделки колонны в стакан и толщину его стенок назначают в зависимости от величины эксцентриситета продольной силы N:

при $e_0 \leqslant 2h_к$ глубину принимают равной $h_к$, толщину стенок — $^1/_5 h_к$, но не менее 150 *мм*;

при $e_0 > 2h_к$ глубину принимают равной 1,4 $h_к$, толщину стенок — $^1/_3 h_к$, но не менее 150 *мм*.

Во всех случаях зазор между стенками стакана и колонной для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном и уплотнения его

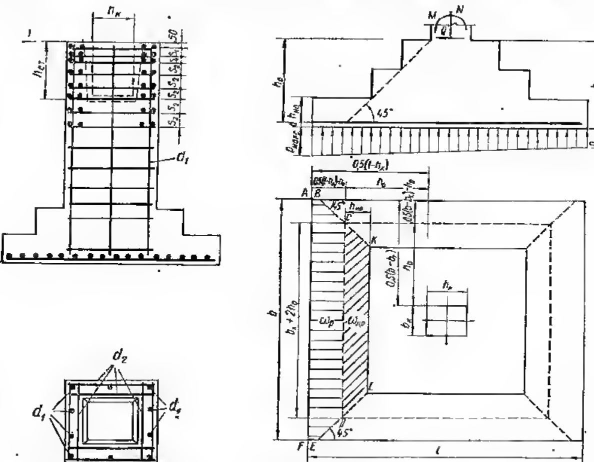


Рис. 9.91. Фундамент с повышенной стаканной частью.

Рис. 9.92. К расчету ступенчатого фундамента на продавливание.

вибратором принимают понизу 70 *мм*, уклон внутренних стенок стакана 1 : 20, высоту стакана на 50 *мм* больше глубины заделки колонны.

Верхнюю часть фундамента при расположении стаканной части в его массиве армируют конструктивно.

При расположении стакана в повышенной части фундамента стенки стакана рекомендуется армировать следующим образом (см. рис. 9.91):

а) поперечное армирование (принимается в виде горизонтальных сварных сеток, образующих сетчатый замкнутый контур с расположением стержней у наружной и внутренней поверхности стенок; диаметр арматуры сеток d_2 определяется расчетом, но он должен быть не менее 6 *мм* или 0,25 диаметра продольной арматуры стакана. Расстояние между сетками следует принимать: при эксцентриситете нормальной силы $e_0 \geqslant \frac{h_к}{2}$ в верхней трети (s_1) равным 10 ÷ 12 диаметрам арматуры сеток, в нижней части (s_2) — 20 ÷ 25 диаметрам, но не более 0,25 глубины заделки колонны; при $e_0 < \frac{h_к}{2}$ поперечные сетки следует располагать равномерно с шагом, равным 15 диаметрам арматуры сеток, и ставить их ниже дна стакана на глубину, равную $\frac{h_к}{2}$. В случае необходимости (после проверки на смятие бетона фундамента) сетки, расположенные ниже дна, следует заменить обычным сетчатым армированием;

б) продольная арматура (d_1) принимается в соответствии с расчетом; она должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования стакана и должна быть заанкерена в его верхних частях.

Минимальная площадь сечения продольной арматуры, расположенной с одной стороны внецентренно сжатого или изгибаемого стакана, должна составлять не менее 0,05% всего сечения верхней ступени фундамента. Сварные горизонтальные сетки и вертикальную арматуру, которыми армируется верхняя (стаканная) часть фундамента, рекомендуется до установки собрать в пространственный каркас.

Задачей расчета ступенчатого фундамента под колонны является определение общей высоты, высот ступеней и площади сечения арматуры, укладываемой по низу фундамента.

Общую высоту и высоту ступеней фундамента определяют из расчета на продавливание. При этом расчет на раскрытие трещин, вызываемых поперечной силой, не требуется.

При стаканном стыке с колонной общая высота фундамента должна удовлетворять также требования обеспечения надлежащей заделки колонны в фундаменте.

Площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно сторонам подошвы, определяют расчетом прочности по изгибающим моментам, действующим по длине и ширине фундамента.

Благодаря большой площади растянутой зоны сечения и значительной общей высоте фундамент во многих случаях оказывается трещиностойким и поэтому проверка ширины раскрытия трещин, вызываемых изгибающими моментами, обычно не требуется.

Для выявления экономически оптимального конструктивного решения ступенчатого фундамента следует выделить основные факторы, определяющие его стоимость.

Ступенчатый монолитный фундамент является малоармированной железобетонной конструкцией, стоимость которой состоит в основном из стоимости бетона. Следовательно, необходимо найти возможность уменьшить расход бетона на фундамент.

Объем бетона в ступенчатом фундаменте при заданных размерах подошвы определяют в основном объемом бетона нижней ступени, которую поэтому следует принимать возможно меньшей высоты.

По конструктивным соображениям высоту нижней ступени не принимают менее 300 *мм*, но и не следует ее принимать более 500 *мм* при больших нагрузках и размерах фундамента.

Учитывая, что высоты ступеней принимаются кратными 100 *мм*, в практических расчетах приходится исходить только из трех возможных значений высот нижней ступени: 300, 400 и 500 *мм*. Это делает целесообразным определять оптимальную (минимальную) общую высоту фундамента при заданной высоте нижней ступени.

Общая высота фундамента при заданной высоте нижней ступени определяется из прямого расчета фундамента на продавливание (рис. 9.92) по формуле

$$h_0 \geqslant -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 + \beta}\,, \tag{9.171}$$

где

$$\alpha = 1{,}5bh_{\text{н.о}} \frac{R_{\text{р}}}{p_{\text{макс}}} + b_{\text{к}}; \tag{9.172}$$

$$\beta = 0{,}5b(l - h_{\text{к}}) - 0{,}25(b - b_{\text{к}})^2 + 0{,}75bh_{\text{н.о}}(b_{\text{к}} - h_{\text{н.о}})\frac{R_{\text{р}}}{p_{\text{макс}}}; \tag{9.173}$$

$$p_{\substack{\text{макс}\\ \text{мин}}} = \frac{N}{l} \pm \frac{6(M + Qh)}{l^2}. \tag{9.174}$$

Полученная по формуле (9.171) общая высота корректируется с учетом унифицированных размеров высот фундамента.

Площади сечения арматуры, укладываемой параллельно длине и ширине фундамента, определяются по изгибающим моментам в расчетных сечениях *4—6* (рис. 9.93) от расчетных нагрузок с учетом перераспределения давлений в основании вследствие неупругих деформаций фундамента и сил трения между подошвой фундамента и грунтом основания.

Вначале из расчета фундамента по длине определяют площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно длинной стороне фундамента.

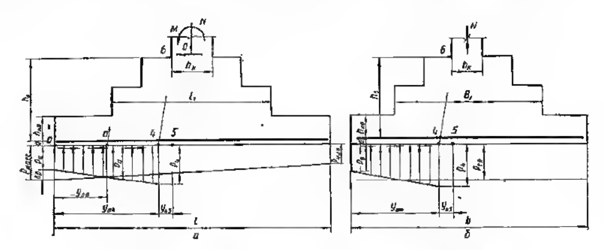


Рис. 9.93. К расчету ступенчатого фундамента на изгиб:
а — в направлении длины; *б* — в направлении ширины.

Изгибающий момент в сечении *4—6* определяют по формуле (9.161)

$$M_{4-6} = 0{,}167\,(2p_0 + p_4)\,y_{04}^2,$$

где p_0 и p_4 — давления грунта на единицу длины фундамента в точках *0* и *4*, определяемые по формулам:

$$p_0 = p_{\text{макс}} - \Delta p; \qquad (9.175)$$

$$p_4 = p_{\text{макс}} - (p_{\text{макс}} - p_{\text{мин}})\frac{y_{04}}{l} + \Delta p; \qquad (9.176)$$

$$y_{04} = 0{,}5\,(l - h_{\text{к}}) - f_2\,(z + a); \qquad (9.177)$$

$$\Delta p = \frac{\lambda_a}{z}\,y_{04}bk; \qquad (9.178)$$

f_2 — коэффициент трения между подошвой и грунтом основания при пространственном изгибе фундамента, определяемый по табл. 9.35,

$$z \approx 0{,}9\,(h - a);$$

λ_a — удлинение арматуры в зоне образования пластического шарнира, принимаемое равным 0,05 *см*;

k — расчетный параметр модели основания, определяемый по формуле (9.155).

Требуемую площадь сечения арматуры определяют с помощью табл. 4.6. После ее определения проверяют, достаточно ли этой арматуры для восприятия изгибающего момента в нижней ступени в сечении, пересекающем точку *а* (рис. 9.93, *а*).

Изгибающий момент в этом сечении определяют по формуле

$$M_a = 0{,}167\,(2p_0 + p_a)\,y_{0a}^2, \qquad (9.179)$$

где

$$p_a = p_0 - (p_0 - p_4)\frac{y_{0a}}{y_{04}} \qquad (9.180)$$

$$y_{0з} = 0{,}5\,(l - l_1) - f_2\,(z_н + a); \tag{9.181}$$

$$z_н \approx 0{,}9\,(h_н - a). \tag{9.182}$$

Требуемая площадь сечения арматуры в нижней ступени определяется также с помощью табл. 4.6.

Обычно арматуры, подобранной для сечения *4—6*, оказывается достаточно для армирования нижней ступени фундамента; если ее окажется недостаточно, то следует увеличить высоту нижней ступени.

Далее следует установить, необходим ли расчет фундамента по раскрытию трещин, вызываемых действием изгибающего момента. Для этого проверяют соблюдение условия (4.150).

Величину изгибающего момента от нормативных нагрузок допускается определять приближенно по формуле

$$M^н = \frac{1}{n_{ср}} M,$$

где $n_{ср}$ — осредненный коэффициент перегрузки, определяемый по указаниям, приведенным на стр. 337 и 338.

Обычно условие (4.150) для монолитных ступенчатых фундаментов удовлетворяется, и необходимость в проверке ширины раскрытия трещин отпадает.

Расчет фундамента по ширине принципиально не отличается от расчета по длине. Практически обычно следует только определить необходимую площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно короткой стороне подошвы фундамента.

Необходимости в каких-либо проверках нет, так как они были выполнены в расчете по длине, где изгибающий момент был бóльшим, а ширина сечения меньшей, чем по ширине.

Изгибающий момент в сечении *4—6* по ширине фундамента (рис. 9.93, *б*) определяется также по формуле (9.161), но входящие в нее величины имеют в данном случае следующие значения:

$$p_0 = p_{ср} - \Delta p; \tag{9.183}$$

$$p_4 = p_{ср} + \Delta p; \tag{9.184}$$

$$p_{ср} = \frac{N}{b}; \tag{9.185}$$

$$\Delta p = \frac{\lambda_a}{z}\, y_{04} l k; \tag{9.186}$$

$$y_{04} = 0{,}5\,(b - b_к) - f_2\,(z + a). \tag{9.187}$$

При повышенном расположении стаканного стыка колонны с фундаментом существенно увеличивается расход бетона на фундаменты.

Снижение объема бетона в верхней части фундамента может быть достигнуто за счет уменьшения толщины стенок стакана при усилении их армированием.

Расчет и конструирование стенок железобетонного стакана разработаны в НИИЖБе Госстроя СССР Л. В. Королевым и Н. Н. Коровиным под руководством докт. техн. наук Л. П. Васильева.

Экспериментальные исследования показали, что характер работы стаканного стыка колонны с фундаментом существенно зависит от относительной величины эксцентриситета приложения продольной силы в колонне.

В расчете следует также учесть, особенно при большом насыщении продольной арматурой стенок стакана, что их разрушению может предшествовать нарушение сцепления между бетоном замоноличивания и колонной. В результате этого основная часть продольной силы в стыке будет теперь передаваться через торец колонны на дно стакана.

Следовательно, расчет стыка в этом случае должен быть дополнен проверкой прочности бетона фундамента на смятие под торцом колонны.

Рис. 9.94. К расчету продольной арматуры стенок стакана:
а — при центральном сжатии; *б*, *в* — при эксцентриситете продольной силы соответственно малом и большом.

Рекомендуется следующая методика расчета стаканного стыка колонны с фундаментом.

Площадь сечения продольной арматуры стенок стакана определяют: при $e_0 = 0$ по формуле (рис. 9.94, *а*)

$$F_а \geqslant \frac{N - R_{пр}F}{R_{а\text{-}с}}, \qquad (9.188)$$

где

$$F = b_1h_1 - b_2h_2;$$

при $e_0 < 0{,}3h_0$ $(S_б > 0{,}8S_0)$ по формуле (рис. 9.94, *б*)

$$F_а = F'_а = \frac{Ne - R_{пр}S_0}{R_{а\text{-}с}h_а}, \qquad (9.189)$$

где

$$e = e_0 + 0{,}5h_а;$$
$$S_0 = 0{,}5\,(b_1h_0^2 - b_2h_2h_а);$$

при $e_0 \geqslant 0{,}3h_0$ $(S_б < 0{,}8S_0)$ по формуле (рис. 9.94, *в*)

$$F_а = F'_а = \frac{N\,(e - h_0 + d)}{R_а h_а}, \qquad (9.190)$$

где d — расстояние от сжатой грани сечения до центра тяжести площади сжатой зоны, определяемой по формуле

$$F_б = \frac{N}{R_и}. \qquad (9.191)$$

Площадь сечения поперечной арматуры стенок стакана определяют по формуле (рис. 9.95):

$$F_x = \frac{M + Qh_{ст} - Ny}{R_а \sum z_x}, \qquad (9.192)$$

где F_x — площадь сечения всех поперечных стержней одной сетки, расположенных параллельно плоскости изгиба

$$F_x = 4f_x;$$

f_x — площадь сечения одного поперечного стержня, параллельного плоскости изгиба;

y — расстояние от оси колонны до условной оси поворота колонны;

z_x — расстояние от торца колонны до поперечной сетки, расположенной в пределах стенок стакана.

Расстояние y в формуле (9.192) принимают:

при $\frac{h_к}{6} < e_0 < \frac{h_к}{2}$, равным $y = 0{,}7e_0$;

при $e_0 > \frac{h_к}{2}$, равным $y = \frac{h_к}{2}$.

Проверка на смятие бетона фундамента под торцом колонны при $e_0 \leqslant \frac{h_к}{6}$ производится по формуле

$$N \leqslant \mu\gamma R'_{пр} b_к h_к, \quad (9.193)$$

где μ — коэффициент, принимаемый: при $e_0 = 0$ равным 1;

при $e_0 \leqslant \frac{h_к}{6}$ равным 0,75;

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{b_1 h_1}{b_к h_к}}, \quad (9.194)$$

но не более 2.

Если проверка по формуле (9.193) не выполняется, то фундамент под торцом колонны должен быть усилен сетчатым армированием.

Рис. 9.95. К расчету поперечной арматуры стенок стакана.

Пример расчета ступенчатого фундамента с повышенным расположением стаканного стыка с колонной приведен в разделе II, главе 13.

Соответствующие рекомендации по проектированию монолитных пирамидальных фундаментов не отличаются от рекомендаций по проектированию сборных одноблочных пирамидальных, которые приводятся ниже.

СБОРНЫЕ ОДНОБЛОЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Сборные одноблочные фундаменты под колонны выполняют пирамидальными или в виде траверсы таврового сечения (рис. 9.96).

Сборные фундаменты пирамидальной формы применяют для колонн зданий в промышленном и гражданском строительстве, фундаменты в виде траверсы — для тяжело нагруженных колонн зданий тепловых электростанций.

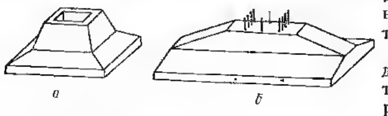


Рис. 9.96. Типы одноблочных фундаментов: *а* — пирамидальный; *б* — в виде траверсы.

Конструкции сборных фундаментов должны отвечать требованиям минимального расхода материалов и быть технологичными для индустриального изготовления и монтажа.

При назначении веса и размеров сборных фундаментов следует исходить из грузоподъемности кранов, применяемых при изготовлении и монтаже, требований унификации и предельных транспортных габаритов.

Сборные фундаменты принимают симметричными относительно геометрической оси колонны.

Стык колонны с фундаментом малого заглубления рекомендуется назначать, как правило, на такой отметке, при которой все работы «нулевого цикла» могли быть закончены до начала монтажа надземных конструкций. Для этого верх фундамента следует доводить до отметки минус 0,15 *м* (рис. 9.97, *а*).

При заглублении подошвы фундамента более 3,0 *м* для окончания работ «нулевого цикла» до монтажа надземных конструкций требуется дополнительный сборный элемент — подколонник и устройство вместо одного двух стыков — на уровне верха фундамента и выше уровня пола, на отметке, удобной для установки колонны, наложения сварных швов и замоноличивания стыка (рис. 9.97, *б*).

Если установка колонн до окончания работ нулевого цикла не вызывает затруднений в производстве работ, то стык колонны с фундаментом рекомендуется выполнять на уровне верха фундамента за счет удлинения колонны (рис. 9.97, *в*).

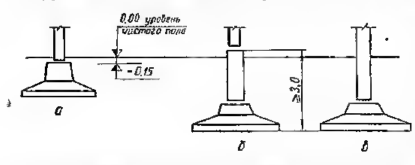


Рис. 9.97. Схемы сопряжений колонны с фундаментом:
а — на нулевой отметке при малом заглублении фундамента; *б, в* — при большом заглублении фундамента.

Выбор отметки стыка колонны с фундаментом должен быть обоснован технико-экономическим расчетом с учетом конкретных условий монтажа подземных и надземных конструкций проектируемого объекта.

Стыки железобетонных колонн со сборными фундаментами применяют двух типов:

а) стаканный, осуществляемый так же, как и в монолитных фундаментах, путем устройства в теле фундамента стакана с последующим заполнением бетоном зазоров между колонной и стенками стакана. Для двуветвевых колонн стаканы можно устраивать отдельными для каждой ветви, однако при наличии растягивающих усилий в ветви должны быть предусмотрены специальные мероприятия для ее анкеровки;

б) сварной, осуществляемый путем сварки выпусков арматуры или закладных частей колонны и верхнего элемента фундамента с последующим обетонированием сопряжения.

Стаканный стык облегчает установку и рихтовку колонны, но требует увеличения размеров верхней части и затрудняет унификацию размеров сборных фундаментов.

Рис. 9.98. Пирамидальный фундамент со стаканом для заделки сборной колонны:
а — при расположении стакана в теле фундамента; *б* — при повышенном расположении стакана

Для колонн большого сечения применение стаканного стыка приводит к чрезмерному увеличению веса фундамента, особенно при повышенном расположении стакана.

Сварной тип стыка колонны с фундаментом рекомендуется для колонн большого сечения.

При сварном стыке размеры верхней части фундамента получаются меньшими, чем при стаканном, так как не требуется дополнительного увеличения размеров для образования стенок стакана; упрощается унификация размеров фундамента. Однако при сварном стыке необходима более высокая точность изготовления сборных элементов и установки их на монтаже.

Пирамидальные фундаменты применяются, как правило, со стаканным стыком с колонной.

Форму и размеры пирамидального фундамента рекомендуется принимать в соответствии с рис. 9.98.

Минимальную общую высоту и высоту нижней ступени фундамента определяют из расчета на продавливание. Общую высоту фундамента определяют также требованиями заделки колонны при стаканном стыке. Толщина дна стакана принимается не менее 200 *мм*.

Размеры верхней части фундамента определяются размерами сечения колонны, толщиной стенок стакана.

Толщина нижней ступени на краю принимается не менее 200 *мм*.

Рис. 9.99. К определению размеров фундаментов в виде траверсы.

Вес пирамидальных фундаментов при площади подошвы 4; 8 и 10 $м^2$ примерно равен соответственно 5; 10 и 15 *т*.

Армирование пирамидального фундамента и стенок стакана осуществляется так же, как и монолитного ступенчатого фундамента при сборной колонне.

Фундаменты в виде траверсы осуществляются со сварным стыком с колонной. Форму и размеры фундамента в виде траверсы рекомендуется принимать в соответствии с рис. 9.99.

Высота и ширина ребра траверсы определяется расчетом. Ширина ребра при этом должна превышать ширину сечения колонны не менее чем на 100 *мм*. Высота полки траверсы определяется расчетом при условии армирования ее только продольными растянутыми стержнями. Высота полки у грани ребра должна удовлетворять условие (4.32). Высоту полки на краю принимают не менее 200 *мм*.

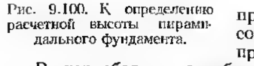


Рис. 9.100. К определению расчетной высоты пирамидального фундамента.

Вес фундаментов в виде траверсы при площади подошвы 9, 12, 15, 18 $м^2$ соответственно равен 14, 18, 22, 25 *т*.

Армирование фундамента в виде траверсы производится плоскими сварными каркасами, соединяемыми перед установкой в опалубку в пространственный блок.

Расчет сборных одноблочных фундаментов под колонны в основном не отличается от расчета монолитных ступенчатых фундаментов.

Высоту сборных пирамидальных фундаментов обычно принимают из условия прочности заделки колонны в стакане с учетом унификации размеров.

Расчет таких фундаментов состоит из проверки достаточности предварительно заданных размеров и определения площади сечений арматуры, укладываемой по длине и ширине.

Высоту фундамента проверяют расчетом на продавливание.

Площади сечения арматуры и проверка ширины раскрытия трещин, вызываемых изгибающим моментом, производится так же, как и в ступенчатых фундаментах; при этом расчетная высота сечения по грани колонны должна быть не больше высоты усеченной пирамиды с гранями, наклоненными под углом 45°, вписанной в очертание рассматриваемого фундамента (рис. 9.100).

Проверки на продавливание и ширину раскрытия трещин производятся только при расчете пирамидального фундамента по длине, так как размеры сечений по ширине больше, а усилия меньше чем по длине.

Пример расчета сборного пирамидального фундамента приводится в разделе II, главе 13.

Особенности расчета фундаментов, имеющих форму траверсы, заключаются в следующем.

Высоту ребра траверсы определяют не из условий прочности на продавливание, а расчетом по поперечной силе. Если условие (4.32) не выполняется, то при заданных размерах сечения ребра траверсы и марке бетона прочность и ограниченное раскрытие наклонных трещин обеспечивается поперечным армированием.

Если выполняется условие (4.40), то поперечная арматура определяется расчетом ширины раскрытия наклонных трещин, в противном случае — расчетом прочности наклонных сечений.

Высота полки траверсы определяется условием (4.32), так как поперечное армирование полок траверсы не рекомендуется.

Ребро и полка траверсы должны быть проверены на раскрытие трещин, вызываемых изгибающим моментом.

СБОРНЫЕ ДВУХСЛОЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Двухслойные фундаменты состоят из башмака — слой 1 и подкладной плиты — слой 2 (рис. 9.101).

Форму, размеры и армирование башмаков принимают такими же, как в одноблочных сборных фундаментах.

Подкладные плиты выполняют цельными или из отдельных элементов. Толщину плиты принимают не менее 300 *мм*.

Плиты армируют одной сварной сеткой, укладываемой понизу. При большей высоте плиты рекомендуется укладывать еще верхнюю, конструктивную сетку.

Размеры башмака в плане рекомендуется назначать возможно большими, с полным использованием максимальной грузоподъемности кранов и предельных габаритов с тем, чтобы при заданных размерах подошвы консольные выступы плит и их толщина получались наименьшими. Консольные выступы подкладных плит рекомендуется развивать в основном в одном направлении, преимущественно в направлении ширины фундамента.

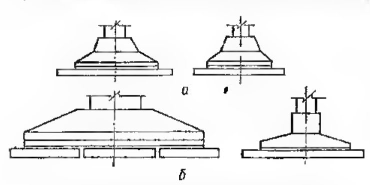


Рис. 9.101. Двухслойные фундаменты:
а — с пирамидальным башмаком и подкладной плитой; *б* — с башмаком в виде траверсы и подкладной плитой из нестыкуемых элементов.

Во внецентренно нагруженных фундаментах с большим эксцентриситетом нормальной силы, для предотвращения частичного отрыва башмака от подкладной плиты должны быть предусмотрены специальные стальные закладные элементы, скрепляющие башмак с плитой.

Двухслойные фундаменты требуют большего расхода материалов, чем одноблочные, и их изготовление и монтаж более трудоемки.

Двухслойные фундаменты применяют в тех случаях, когда вес одноблочного фундамента превышает грузоподъемность кранов, используемых при изготовлении и монтаже, или его размеры больше, чем допускают предельные транспортные габариты.

Применение составных фундаментов с количеством слоев более двух не рекомендуется.

Расчет двухслойного фундамента состоит из:

определения площадей сечения арматуры, укладываемой в плите и башмаке по длине и ширине фундамента;

расчета плиты и башмака на продавливание или прочности наклонных сечений по поперечной силе;

расчета плиты и башмака по раскрытию трещин.

Опыт проектирования двухслойных фундаментов показывает, что на расход материалов существенно влияет соотношение размеров элементов фундамента и их армирование.

Отступление от оптимальных соотношений элементов может привести к резкому увеличению расхода материалов на фундаменты. Поэтому

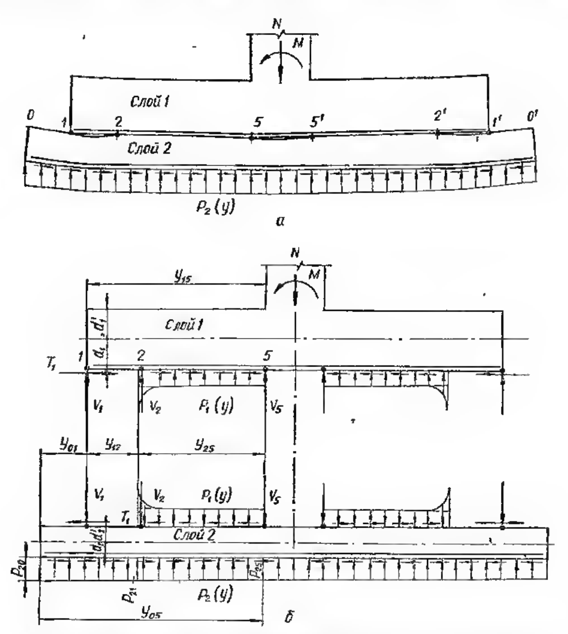


Рис. 9.102. Расчетная схема двухслойного фундамента в упругой стадии работы:

а — деформаций; *б* — взаимодействия между слоями.

расчету должен предшествовать обоснованный выбор конструктивного решения и размеров элементов двухслойного фундамента.

Анализ напряженно-деформированного состояния и обобщение опыта проектирования двухслойных фундаментов позволяет наметить ряд положений, которые следует учитывать при выборе конструктивного решения и предварительного назначения размеров его элементов.

Консольные выступы подкладной плиты приводят к образованию участков, в которых нарушается контакт между элементами фундамента. Особенно неблагоприятно для работы двухслойного фундамента наличие больших консольных выступов плиты одновременно по длине и ширине фундамента, которые приводят к концентрации давлений на углах башмака. Поэтому с целью уменьшения консольных выступов плиты размеры башмака в плане следует назначать возможно бо́льшими. Консольные выступы плиты рекомендуется принимать не более 0,8 длины соответствующих консольных выступов башмака за пределы колонны.

Следует также учитывать, что силы трения между башмаком и плитой, существенно улучшая работу составного фундамента, как правило, не могут предотвратить взаимного сдвига слоев при их изгибе. В результате арматура плиты, высота которой меньше высоты башмака, используется менее эффективно, чем арматура башмака. Расположение большего количества

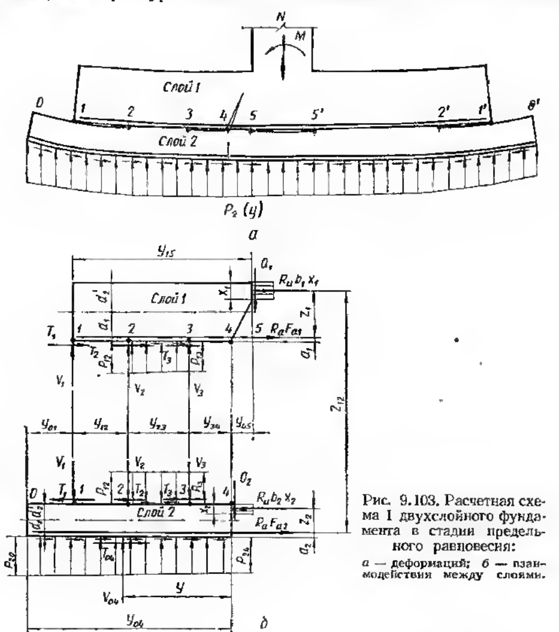


Рис. 9.103. Расчетная схема I двухслойного фундамента в стадии предельного равновесия:

а — деформаций; б — взаимодействия между слоями.

рабочей арматуры в башмаке выгоднее по расходу стали еще и потому, что размеры башмака в плане меньше размеров плиты.

Таким образом, площади сечения арматуры в плите по длине и ширине фундамента целесообразно принимать возможно меньшими.

Размеры сечений элементов фундамента рекомендуется назначать из условий обеспечения их прочности без поперечной арматуры; исключением является ребро башмака в виде траверсы, в котором устанавливается поперечная арматура.

Повышение прочности элементов фундамента на продавливание и по поперечной силе целесообразно осуществлять за счет применения более высоких марок бетонов.

Двухслойный фундамент как и однослойный рассчитывают в предположении плоского изгиба по длине и ширине.

Усилия в слоях фундамента, необходимые для расчета по раскрытию трещин, определяют из рассмотрения его как упругой системы, а для расчета по прочности — из стадии предельного равновесия. При определении реактивных давлений грунта учитывается их перераспределение вследствие неупругих деформаций основания и фундамента.

На основе экспериментальных данных принимается, что при изгибе фундамента силы сцепления между башмаком и плитой преодолеваются по всей длине контакта. Следовательно, между слоями могут возникать только односторонние связи — сжимающие нормальные усилия и обусловленные ими силы трения.

На рис. 9.102 показана расчетная схема двухслойного фундамента в упругой стадии работы, которая соответствует рекомендуемому

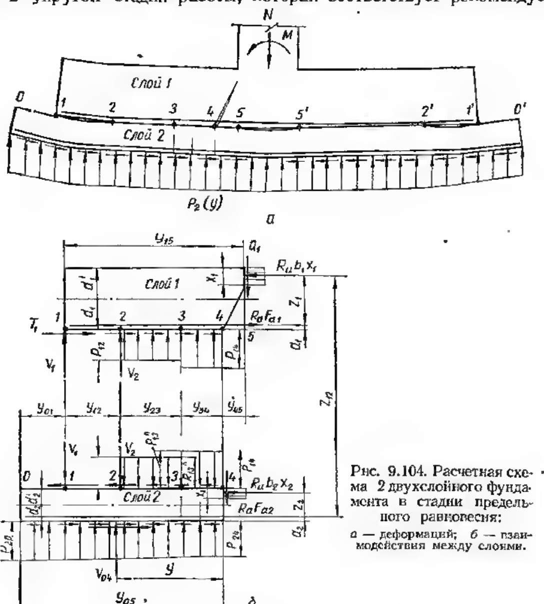


Рис. 9.104. Расчетная схема 2 двухслойного фундамента в стадии предельного равновесия:
а — деформаций; *б* — взаимодействия между слоями.

ограничению длины консольных выступов подкладной плиты, т. е. соблюдение условия

$$y_{01} \leqslant 0{,}8 y_{15}. \tag{9.195}$$

Консольные выступы плиты приводят к нарушению ее контакта с башмаком на участке между точками *1* и *2*. В точке *1* приложено контактное вертикальное усилие V_1 и горизонтальное усилие трения $T_1 = f_0 V_1$, где f_0 — коэффициент трения между слоями при точечном контакте; его значение независимо от марки раствора в шве принимается равным 0,4).

Между точками *2* и *5* есть участок сплошного контакта, характеризуемый равенством кривизн слоев. На этом участке между слоями возникают контактные давления $p_1(y)$ и обусловленные ими усилия трения $t_1(y) = f_1 p_1(y)$, где f_1 — коэффициент трения между слоями на участке сплошного контакта при пространственном изгибе, определяемый по табл. 9.35).

Между точками *5* и *5'* контакт снова нарушается, что обусловлено резким повышением жесткости башмака на участке его сопряжения с колонной.

Эпюра давлений между слоями $p_1(y)$ имеет в основном линейный характер с быстрозатухающим криволинейным участком у точки *2*.

Для упрощения расчета между точками 2 и 5 принимается трапециевидная эпюра, а быстрозатухающая часть эпюры заменяется эквивалентной сосредоточенной силой V_2.

На рис. 9.103 и 9.104 показаны две возможные расчетные схемы двухслойного фундамента, удовлетворяющие условие (9.195), в предельном состоянии.

Характер перераспределения контактных усилий зависит от того, будет ли в нижнем слое площадь сечения арматуры F_{a2} больше (схема 1) или меньше (схема 2), требуемой по расчету в упругой стадии.

В схеме 1 сначала образуется пластический шарнир в башмаке в наклонном сечении, проходящем через пересечение верхней плоскости башмака с гранью колонны и точку 4; в этом сечении башмака возникает наибольший изгибающий момент.

Пластический шарнир в нижнем слое образуется под пластическим шарниром в верхнем слое. Разрушение плиты происходит также по наклонной трещине. Однако, учитывая относительно малую толщину нижнего слоя и малую величину коэффициента трения бетона по грунту, можно принять, что разрушение плиты происходит по вертикальной трещине.

На участке между точками 4 и 3 происходит дополнительное нарушение контакта между слоями.

Кривизна плиты на этом участке больше кривизны башмака, что вызвано увеличением сечения арматуры плиты и обусловленного этим увеличения предельного изгибающего момента, воспринимаемого ею.

Левее точки 3 характер взаимодействия между слоями сохраняется таким же, как в упругой стадии работы фундамента.

В схеме 2 сначала образуется пластический шарнир в плите в сечении с максимальным изгибающим моментом (сечение по грани колонны). Но так как площадь сечения арматуры F_{a2} меньше требуемой из расчета упругой системы, то пластические деформации в плите распространяются до точки 3, в которой поставленной арматуры будет достаточно для восприятия действующего в этом сечении изгибающего момента.

Пластический шарнир в башмаке образуется в том же сечении, что и в схеме 1.

Левее точки 3 взаимодействие между слоями и в этом случае сохраняется таким же, как в упругой стадии.

Рекомендуется следующий порядок расчета двухслойного фундамента, удовлетворяющего условию (9.195).

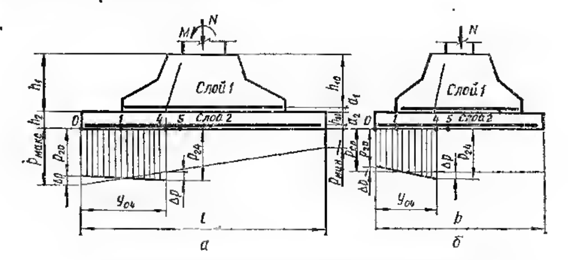


Рис. 9.105. Расчетные схемы двухслойного фундамента:
а — по длине; *б* — по ширине.

В соответствии с приведенными рекомендациями принимают конструкцию фундамента и назначают предварительные размеры элементов.

Рассчитывают фундамент по длине и ширине (рис. 9.105). Расчетом фундамента по длине, как и ранее, называется расчет на усилия, действую-

щие в сечении, перпендикулярном к длинной стороне. Из этого расчета определяют площадь сечения всех стержней арматуры, укладываемой вдоль длинной стороны фундамента. Соответственно из расчета по ширине определяется площадь сечения всех стержней арматуры, укладываемой вдоль короткой стороны фундамента.

Расчет фундамента по длине. Определяют реактивное давление грунта на единицу длины фундамента по формуле (9.174)

$$p_{\substack{\text{макс}\\ \text{мин}}} = \frac{N}{l} \pm \frac{6(M + Qh)}{l^2}.$$

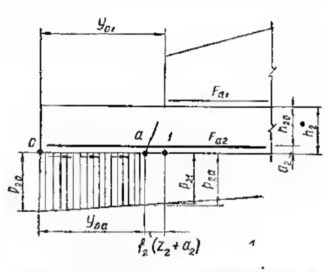


Рис. 9.106. К определению изгибающего момента в консольном выступе плиты.

Затем определяют реактивное давление грунта на единицу длины фундамента в точках *0* и *4* с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций. Для этого предварительно вычисляют:

$$y_{12} \approx 1{,}2y_{01}; \tag{9.196}$$

$$z_1 \approx 0{,}9h_{10}; \tag{9.197}$$

$$y_{45} = f_1(z_1 + a_1). \tag{9.198}$$

Если $y_{12} + y_{45} < y_{15}$, то $y_{04} = y_{05} - y_{45}$.
Если $y_{12} + y_{45} \geqslant y_{15}$, то $y_{04} = y_{01} + y_{12}$.

Давление грунта под подошвой фундамента (под слоем 2) определяют по формулам:

$$p_{20} = p_{\text{макс}} - \Delta p; \tag{9.199}$$

$$p_{24} = p_{\text{макс}} - (p_{\text{макс}} - p_{\text{мин}})\frac{y_{04}}{l} + \Delta p; \tag{9.200}$$

$$p_{21} = p_{20} + (p_{24} - p_{20})\frac{y_{01}}{y_{04}}; \tag{9.201}$$

$$p_{22} = p_{20} + (p_{24} - p_{20})\frac{y_{02}}{y_{04}}, \tag{9.202}$$

где

$$\Delta p = \frac{\lambda_a}{z_1} y_{04} bk; \tag{9.203}$$

λ_a — удлинение арматуры в зоне образования пластического шарнира, принимаемые равными 0,05 *см*;

k — расчетный параметр модели основания, определяемый по формуле (9.155);

p_{20}, p_{21}, p_{22} и p_{24} — давление грунта под слоем 2 соответственно в точках *0*, *1*, *2* и *4*.

Определяют площадь сечения арматуры F_{a2} из расчета прочности консольного выступа плиты (рис. 9.106). Для этого вычисляют:

$$y_{0a} = y_{01} - f_2(0{,}9h_2 + a_2); \tag{9.204}$$

$$p_{2a} = p_{20} + (p_{24} - p_{20})\frac{y_{0a}}{y_{04}}; \tag{9.205}$$

$$M = 0{,}167(2p_{20} + p_{2a})y_{0a}^2, \tag{9.206}$$

где f_2 — коэффициент трения между подошвой фундамента и грунтом основания при пространственном изгибе, определяемый по табл. 9.35.

Площадь сечения арматуры F_{a2} определяют с помощью табл. 4.6.

Проверяют прочность плиты на продавливание из условия продавливания плиты башмаком, что аналогично продавливанию ступенчатого

фундамента сквозь нижнюю ступень (см. рис. 9.92). Для этого вычисляют продавливающую силу V_p по формуле

$$V_p = \frac{p_{\text{макс}}}{b}\,\omega_p, \tag{9.207}$$

где ω_p — площадь многоугольника $ABCDEF$, которой определяется продавливающая сила;

расчетная прочность на продавливание

$$Q_{\text{пр}} = 0{,}75 R_{\text{р}}\,\omega_{\text{пр}}, \tag{9.208}$$

где $\omega_{\text{пр}}$ — площадь горизонтальной проекции рассматриваемой грани продавливания $CKLD$.

Прочность на продавливание считается обеспеченной, если соблюдается условие

$$V_p \leqslant Q_{\text{пр}}. \tag{9.209}$$

Если ширина башмака мало отличается от ширины плиты, то вместо расчета на продавливание может быть проверено выполнение условия (4.32).

Проверяют трещиностойкость консольного выступа плиты по моменту

$$M^{\text{н}} = \frac{1}{n_{\text{ср}}} M,$$

где $n_{\text{ср}}$ — осредненный коэффициент перегрузки.

Если условие трещиностойкости не соблюдается, то определяют ширину раскрытия трещины.

Определяют расположение и величины контактных усилий между башмаком и плитой. Вначале фундамент рассматривается как упругая система, так как распределение контактных усилий между точками *1* и *3* в предельном состоянии и в упругой стадии идентичны. Для упрощения вычислений расчет упругой системы производится на действие расчетных нагрузок, а усилия для расчета элементов фундамента по раскрытию трещин определяют делением соответствующих усилий от расчетных нагрузок на осредненный коэффициент перегрузки.

Определяют расчетное расстояние между точками *1* и *2* (см. рис. 9.102) по формуле

$$y_{12} = -a + \sqrt{a^2 + b}, \tag{9.210}$$

где

$$a = \frac{13{,}5 + 9\frac{p_{22}}{p_{21}} + 7{,}5\alpha_0 f_2 d_{22}\left(1 - \frac{p_{22}}{p_{21}}\right)}{\alpha_0\left(7 + 8\frac{p_{22}}{p_{21}}\right)}; \tag{9.211}$$

$$b = \frac{1}{\alpha_0\left(7 + 8\frac{p_{22}}{p_{21}}\right)}\left[10\alpha_0\left(1 + 2\frac{p_{22}}{p_{21}}\right) y_{01}^2 - 30\left(1 + \frac{p_{20}}{p_{21}}\right)(1 + \right.$$
$$\left. + \alpha_0 f_2 d_2)\, y_{01} + 15 f_2 d_{22}\left(1 + \frac{p_{20}}{p_{21}}\right)\right]; \tag{9.212}$$

$$\alpha_0 = \frac{n_2 + 1}{f_0\,(n_2 d'_{22} - d_{12})}; \tag{9.213}$$

n_2 — отношение жесткостей башмака и плиты в вертикальном сечении фундамента, проходящем в данном случае через точку *2* (положение точки *2* определяется по $y_{12} \approx 1{,}2\, y_{01}$), принимаемое для упругой стадии равным

$$n_2 = \frac{E_{б1} I_{12}}{E_{б2} I_{22}};$$

d_{12}, d'_{22} — расстояния от центра тяжести вертикального сечения слоя соответственно до нижнего растянутого волокна и верхнего сжатого (первая цифра индекса снизу означает номер слоя, а вторая — номер точки).

Если окажется, что вычисленному по формуле (9.210) значению y_{12} соответствует p_{22}, заметно отличающееся от найденного при приближенном значении y_{12}, то вычисления следует повторить.

Определяют V_1 по формуле

$$V_1 = \frac{n_2}{n_2+1} \cdot \frac{0{,}167\,(2p_{20}+p_{22})\,y_{02}^2 - 0{,}5f_2d_2\,(p_{20}+p_{22})\,y_{02}}{y_{12}+\dfrac{1}{\alpha_0}}. \qquad (9.214)$$

Определяют контактные давления между слоями p_{12}, p_{14} и усилие V_2 по формулам:

$$p_{12} = \frac{n_2}{n_2+1}\left[p_{22} - \beta\left(\frac{1}{\alpha_{12}} + f_2d_{22}\right)\right]; \qquad (9.215)$$

$$p_{14} = \frac{n_4}{n_4+1}\left[p_{24} - \beta\left(\frac{1}{\alpha_{14}} + f_2d_{24}\right)\right]; \qquad (9.216)$$

$$V_2 = \frac{1}{y_{24}+\dfrac{1}{\alpha_{14}}}\left\{\frac{n_4}{n_4+1}[0{,}167\,(2p_{20}+p_{24})\,y_{04}^2 - 0{,}5\,(p_{20} + p_{24})\,f_2d_{24}y_{04}] - V_1\left(y_{14}+\frac{1}{\alpha_0}\right) - 0{,}167\,(2p_{12}+p_{14})\,y_{24}^2 - 0{,}5\,(p_{12}+p_{14})\frac{y_{24}}{\alpha_{14}}\right\}, \qquad (9.217)$$

где β — приращение давления грунта на единицу длины фундамента;

$$\alpha_{12} = \frac{n_2+1}{f_1\,(n_2d'_{22}-d_{12})}; \qquad (9.218)$$

$$\alpha_{14} = \frac{n_4+1}{f_1\,(n_4d'_{24}-d_{14})}. \qquad (9.219)$$

Определяют площадь сечения арматуры башмака F_{a1} из расчета фундамента в стадии предельного равновесия. Эта часть расчета зависит от схемы работы фундамента, устанавливаемой по значению А

$$А = R_aF_{a2}h_{20} - 0{,}5R_иb_2x_2^2 + V_1y_{14} + 0{,}167\,(2p_{12} + p_{14})\,y_{24}^2 - V_{04}\,(y - f_2h_2), \qquad (9.220)$$

где

$$V_{04} = 0{,}5\,(p_{20}+p_{24})\,y_{04}; \qquad (9.221)$$

$$y = \frac{2p_{20}+p_{24}}{p_{20}+p_{24}}\cdot\frac{y_{04}}{3}. \qquad (9.222)$$

При определении значения А величиной $0{,}5\,R_иb_2x_2^2$, как весьма малой, можно пренебречь, приняв ее равной нулю. При положительном значении А фундамент работает по схеме 1, при отрицательном — по схеме 2.

Определение F_{a1} при работе фундамента по схеме 1. Приводим содержание этого расчета при условии $y_{23} > 0$. При $y_{23} = 0$ или $y_{12} + y_{34} \geqslant y_{14}$ вычисления существенно сокращаются, что будет показано ниже.

Определяют y_{34} по формуле

$$y_{34} = \sqrt{\frac{А}{Б}}, \qquad (9.223)$$

где

$$Б = \frac{n_3}{n_3+1}\left[0{,}133p_{23} + 0{,}283p_{24} + 0{,}334\beta\left(\frac{1}{\alpha_{13}} + f_2d_{23}\right)\right]; \qquad (9.224)$$

$$\alpha_{13} = \frac{n_3+1}{f_1\,(n_3d'_{23}-d_{13})}. \qquad (9.225)$$

Поскольку при определении y_{34} положение точки 3 неизвестно, то при вычислении Б можно принять n_3, α_{13} и p_{23} приближенно равными средним значениям этих величин для точек 2 и 4, т. е.

$$n_3 = 0{,}5\,(n_2 + n_4);$$
$$\alpha_{13} = 0{,}5\,(\alpha_{12} + \alpha_{14});$$
$$p_{23} = 0{,}5\,(p_{22} + p_{24}).$$

Далее последовательно определяют:

$$y_{23} = y_{24} - y_{34}; \tag{9.226}$$

$$p_{23} = p_{20} + (p_{24} - p_{20})\,\frac{y_{03}}{y_{04}}; \tag{9.227}$$

$$p_{13} = p_{12} + (p_{14} - p_{12})\,\frac{y_{23}}{y_{24}}; \tag{9.228}$$

$$Q_2 = \frac{1}{n_3 + 1}\,[V_{04} + n_3\,(0{,}3p_{23} + 0{,}45p_{24})\,y_{34} + n_3\,(0{,}75p_{23} + 0{,}25p_{24})\,f_2 d_{22}]; \tag{9.229}$$

$$Q_1 = V_{04} - Q_2; \tag{9.230}$$

$$V_3 = V_{04} - V_1 - V_2 - 0{,}5\,(p_{12} + p_{14})\,y_{24} + 0{,}5\,(p_{13} + p_{14})\,y_{34} - Q_2; \tag{9.231}$$

$$x_2 = \frac{1}{R_{\text{и}} b_2}\,\{f_2 V_{04} - f_0 V_1 - f_1\,[V_2 + V_3 + 0{,}5\,(p_{12} + p_{14})\,y_{24} - 0{,}5\,(p_{13} + p_{14})\,y_{34}] + R_{\text{а}} F_{\text{а}2}\}. \tag{9.232}$$

Определяют z_1, задавшись ориентировочной величиной x_1, и z_2 (см. рис. 9.103).

Затем определяют

$$F_{\text{а}1} = \frac{1}{R_{\text{а}} z_1}\,\{V_{04}\,[y + y_{45} - f_2\,(z_{12} + a_{12})] - Q_2 y_{45} - R_{\text{а}} F_{\text{а}2} z_{12} + R_{\text{и}} b_2 x_2\,(z_{12} - z_2)\} \tag{9.233}$$

и соответствующее найденному $F_{\text{а}1}$ значение x_1 по формуле

$$x_1 = \frac{1}{R_{\text{и}} b_1}\,[f_2 V_{04} + R_{\text{а}} F_{\text{а}1} + R_{\text{а}} F_{\text{а}2} - R_{\text{и}} b_2 x_2]. \tag{9.234}$$

Если найденное значение x_1 существенно отличается от ориентировочно принятого и может заметно повлиять на значение $F_{\text{а}1}$, то его определяют снова по формуле (9.233).

Рассмотрим определение $F_{\text{а}1}$ при $y_{23} = 0$ или $y_{12} + y_{34} \geqslant y_{14}$ (контакт между точками 1 и 4 отсутствует).

Последовательно определяют:

$$V_1 = \frac{1}{y_{14}}\,[V_{04}\,(y - f_2 h_2) + 0{,}5 R_{\text{и}} b^2 x_2^2 - R_{\text{а}} F_{\text{а}2} h_{20}]; \tag{9.235}$$

$$x_2 = \frac{1}{R_{\text{и}} b_2}\,[f_2 V_{04} - f_0 V_1 + R_{\text{а}} F_{\text{а}2}]; \tag{9.236}$$

$$F_{\text{а}1} = \frac{1}{R_{\text{а}}\,(h_1 - a_1)}\,[V_1\,(y_{15} - f_0 h_1) + 0{,}5 R_{\text{и}} b_1 x_1^2]; \tag{9.237}$$

$$x_1 = \frac{1}{R_{\text{и}} b_1}\,[f_0 V_1 + R_{\text{а}} F a_1]. \tag{9.238}$$

При определении V_1 и $F_{\text{а}1}$ по формулам (9.235) и (9.237) рекомендуется задаваться ориентировочными значениями x_2 и x_1, затем вычислять их величины по формулам (9.236) и (9.238) и в случае необходимости находить более точные значения V_1 и $F_{\text{а}1}$.

Определение F_{a1} при работе фундамента по схеме 2. Определяют y_{13} из решения уравнения

$$0{,}167\,[(2p_{20}-p_{12})+(p_{23}-p_{13})]\,y_{13}^2-[V_1+V_2-0{,}333\,(2p_{12}+$$
$$+p_{13})\,y_{12}-0{,}167\,(p_{20}+2p_{23})\,y_{01}+(0{,}5p_{20}+0{,}5p_{23})\,f_2d_2]\,y_{13}-$$
$$-[R_aF_{a2}h_{20}-0{,}5R_{и}b_2x_2^2-V_2y_{12}+0{,}167\,(2p_{12}+p_{13})\,y_{12}^2-$$
$$-0{,}167\,(2p_{20}+p_{22})\,y_{01}^2+0{,}5\,(p_{20}+p_{23})\,f_2d_2y_{01}]=0. \qquad (9.239)$$

При решении этого уравнения можно без заметного влияния на величину y_{13} принять, что

$$p_{23}=0{,}5\,(p_{22}+p_{24});\ p_{13}=0{,}5\,(p_{12}+p_{14})\ \text{и}\ 0{,}5R_{и}b_2x_2^2=0.$$

Однако результат может быть уточнен повторным решением уравнения без этих допущений.

Далее определяют

$$p_{13}^{пр}=p_{23}-\beta\,(f_1d_{23}'-f_2d_{23}); \qquad (9.240)$$

$$p_{14}=p_{24}-\beta\,(f_1d_{24}'-f_2d_{24}). \qquad (9.241)$$

Величины Q_2 и x_2 определяют из уравнений предельного равновесия плиты (см. рис. 9.104):

$$Q_2=V_{04}-V_1-V_2-0{,}5\,(p_{12}+p_{13}^{л})\,y_{23}-0{,}5\,(p_{13}^{пр}+p_{14})\,y_{34}; \qquad (9.242)$$

$$x_2=\frac{1}{R_{и}b^2}\{f_2V_{04}-f_0V_1-f_1\,[0{,}5\,(p_{12}+p_{13}^{л})+$$
$$+0{,}5\,(p_{13}^{пр}+p_{14})\,y_{24}+R_aF_{a2}\}. \qquad (9.243)$$

Величины Q_1, F_{a1} и x_1 определяют так же, как при расчете по схеме 1 соответственно по формулам (9.230), (9.237) и (9.238).

По усилиям, выявленным в стадии предельного равновесия, проверяют, достаточна ли высота башмака на краю и прочность его наклонных сечений по поперечной силе.

Прочность пирамидальных башмаков по поперечной силе может быть увеличена путем повышения марки бетона или увеличения высоты сечений, а башмаков в виде траверс еще и поперечным армированием.

Проверяют трещиностойкость башмака по моменту от нормативных нагрузок в упругой системе, равному (см. рис. 9.102):

при наличии участка сплошного контакта y_{24}

$$M^{к}=\frac{1}{n_{ср}}\{V_1y_{15}+V_2y_{25}+0{,}5\,(p_{12}+p_{14})\,y_{24}\,(y_{45}+$$
$$+\frac{2p_{12}+p_{14}y_{24}}{3\,(p_{12}+p_{14})}\Big)-[f_0V_1+f_1V_2+0{,}5f_1\,(p_{12}+p_{14})\,y_{24}]\,(z_1+a_1)\}. \qquad (9.244)$$

При отсутствии участка сплошного контакта

$$M^{к}=\frac{1}{n_{ср}}V_1\,[y_{15}-f_0\,(z_1+a_1)]. \qquad (9.245)$$

Если условие трещиностойкости не соблюдается, то проверяют ширину раскрытия трещин. Для этого необходимо определить усилия в башмаке из расчета фундамента как упругой системы, но при соотношении жесткости слоев $n_т$ для сечений с трещинами.

Соотношение жесткости слоев для сечений с трещинами допускается определять по формуле

$$n_т=\frac{c_1F_{a1}b_1h_{10}^2}{c_2F_{a2}b_2h_{20}^2}, \qquad (9.246)$$

где

$$c = 1 - 1{,}5\xi_{ср} + 0{,}5\xi_{ср}^2; \qquad (9.247)$$

$$\xi_{ср} = -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha}\ ; \qquad (9.248)$$

$$\alpha = 3\frac{F_a}{bh_0}\cdot\frac{E_a}{E_б}\ . \qquad (9.249)$$

Усилия для расчета по раскрытию трещин могут быть определены с достаточной точностью умножением усилий, вычисленных для элементов фундамента без трещин на коэффициент $k_т$, равный

$$k_т = \frac{n_т(n+1)}{n(n_т+1)}\ . \qquad (9.250)$$

Расчет фундамента по ширине. Порядок и содержание расчета двухслойного фундамента по ширине такие же, как и расчета по длине.

При расчете фундамента по ширине некоторые проверки могут не производиться. Так, например, если консольные выступы плиты по длине фундамента больше, чем по ширине, то вторичную проверку плиты на продавливание можно не производить и не определять ширину раскрытия трещин в плите.

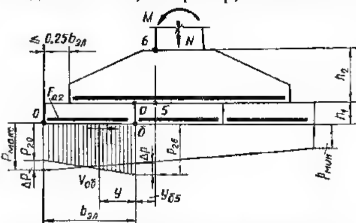


Рис. 9.107. Расчетная схема двухслойного фундамента с подкладной плитой из нестыкуемых элементов.

Пример расчета двухслойного фундамента приведен в главе 13 раздела II.

Особенности расчета двухслойных фундаментов по длине с подкладной плитой из нестыкуемых элементов. В двухслойных фундаментах с подкладной плитой, состоящей из нестыкуемых между собой элементов, арматура, укладываемая по их ширине, непосредственно не участвует в работе двухслойного сечения на изгиб. Это обусловлено тем, что наиболее опасное сечение фундамента может проходить, как показано на рис. 9.107, через башмак и вертикальный шов между элементами плиты, т. е. линии *б—5—а—б*. Однако нестыкуемые элементы подкладной плиты могут оказать существенное положительное влияние на работу двухслойных фундаментов, которое следует учитывать при их конструировании и расчете.

Величина изгибающего момента в расчетном сечении башмака, как это легко устанавливается из рис. 9.107, существенно зависит от расположения вертикальных швов между элементами плит. Чем дальше от оси фундамента расположен шов, тем меньше грузовая площадь, с которой собирается реактивное давление при определении усилий в башмаке. Учитывая это, целесообразно укладывать по оси фундамента возможно более широкий элемент плиты.

В отличие от двухслойных фундаментов со стыкуемыми подкладными плитами при нестыкуемых плитах силы трения между башмаком и плитой не могут быть полностью учтены. Это обусловлено тем, что при изгибе фундамента не происходит взаимного сдвига между башмаком и элементами подкладной плиты. Взаимный сдвиг происходит между плитой и основанием, так как величина коэффициента трения бетона по грунту меньше, чем бетона по бетону.

Таким образом, при определении изгибающего момента в башмаке следует учитывать силы трения, возникающие между подкладными плитами и основанием.

С учетом выявленных особенностей работы двухслойного фундамента с подкладной плитой из нестыкуемых элементов изгибающий момент в башмаке в сечении по грани колонны определяют по формуле (см. рис. 9.107)

$$M = V_{об}[y + y_{cб} - f_2(z_1 + a_1 + h_2)], \qquad (9.251)$$

где

$$V_{об} = 0{,}5(p_{20} + p_{2б})\, b_{эл}; \qquad (9.252)$$

$$y = \frac{2p_{20} + p_{2б}}{3(p_{20} + p_{2б})}\, b_{эл}. \qquad (9.253)$$

При определении Δp, учитывая характер излома рассматриваемого фундамента, в формулу (9.203) вместо y_{c4} следует подставить $y_{cб}$.

В принятой схеме работы двухслойного фундамента учтена работа элементов подкладной плиты на местный изгиб, которая должна быть обеспечена соответствующим армированием по ширине.

В крайних элементах подкладной плиты площадь сечения арматуры $F_{а2}$ определяется из расчета консольного выступа плиты.

Консольный выступ плиты не рекомендуется принимать более четверти ширины элемента.

Учитывая характер работы элементов плиты, рекомендуется площадь сечения арматуры $F_{а2}$ определять из расчета консольного выступа, равного одной трети ширины элемента; отсюда величина изгибающего момента определяется по формуле

$$M = p_{20}\frac{b_{эл}^2}{18}. \qquad (9.254)$$

Расчет рассматриваемого фундамента по ширине ничем не отличается от расчета двухслойного фундамента с цельной подкладной плитой.

Ленточные фундаменты под ряды колонны

Ленточные железобетонные фундаменты под продольные или поперечные ряды колонн зданий выполняют в виде балок таврового сечения (рис. 9.108).

Ширина подошвы ленточного фундамента обычно принимается постоянной по длине. Однако если есть участки с резко повышенной нагрузкой,

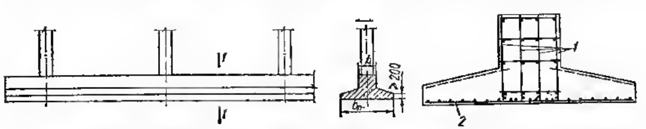


Рис. 9.108. Ленточный фундамент под колонны.

Рис. 9.109. Схема армирования ленточного фундамента: 1 — сварные каркасы; 2 — сварные сетки.

то в пределах этих участков целесообразно соответственно увеличить ширину фундамента.

Выступы полок ленточного фундамента работают на изгиб под воздействием реактивного давления грунта как консоли, защемленные в ребре.

Толщина полки у наружного края принимается не менее 200 *мм*; толщина у ребра принимается такой, чтобы в ней не требовалось поперечного армирования. При малых консольных выступах полки ее толщина принимается постоянной. Полки рекомендуется армировать понизу сварными сетками с рабочими стержнями, расположенными по ширине ленточного фундамента (рис. 9.109). При консольных выступах полки более 750 *мм*

половину рабочей арматуры можно обрывать на расстоянии $a = 0{,}5l_1 - 20d$ от наружного края полки (l_1 — консольный выступ полки, d — диаметр рабочей арматуры полки).

Если в полке возможно появление моментов, вызывающих растяжение в верхней зоне, то следует предусмотреть армирование выступов полок по верху (см. рис. 9.109, пунктир).

В продольном направлении ленточный фундамент работает на изгиб под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн сверху и от распределенного давления грунта снизу.

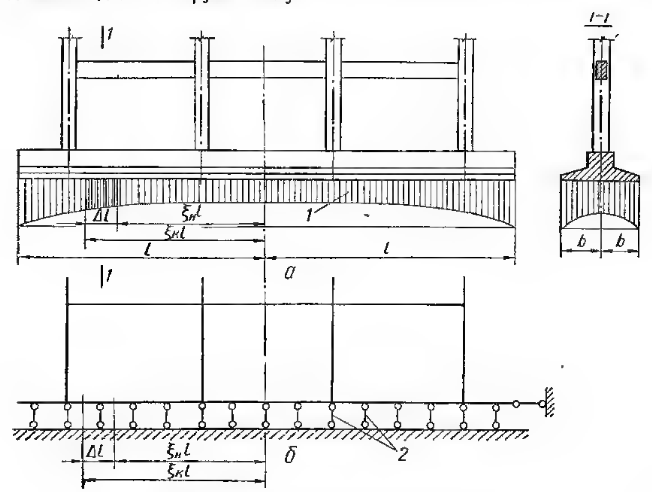


Рис. 9.110. К расчету ленточного фундамента:

а — конструктивная схема; *б* — расчетная схема; *1* — эпюра жесткости основания; *2* — упругие дискретные опоры

Высота ребра должна назначаться из условия обеспечения надлежащей жесткости ленточного фундамента. Изгибная жесткость ленточного фундамента и надфундаментных конструкций должна быть такой, чтобы не происходило концентрации реактивных давлений по осям колонн и неравномерная осадка не превышала $^1/_{1000}$ расстояния между осями колонн. При этом следует учитывать, что повышение изгибной жесткости ленточного фундамента и надфундаментных конструкций влечет за собой увеличение продольных изгибающих моментов в системе в целом.

Ребра ленточного фундамента армируют сварными или вязаными каркасами. Количество плоских сварных каркасов в поперечном сечении ребра должно быть не менее двух при ширине ребра $b \leqslant 400$ *мм*, не менее трех при $b = 400$—800 *мм* и не менее четырех при $b > 800$ *мм*. Шаг поперечных стержней в плоских каркасах следует принимать не более 20 диаметров продольных стержней. Плоские сварные каркасы рекомендуется объединять в пространственные путем приварки горизонтальных поперечных стержней. Если расстояние между горизонтальными поперечными стержнями превышает 20 диаметров продольных стержней каркасов, то сверху на каркасы следует укладывать на всем протяжении корытообразно согнутые или горизонтальные сетки с крюками на поперечных стержнях.

При армировании ребер вязаными каркасами хомуты должны быть замкнутыми диаметром не менее 8 *мм* с шагом не более 15 диаметров продольной арматуры. Число ветвей хомутов должно быть не менее трех при ширине ребра $b \leqslant 400$ *мм*, не менее четырех при $b = 400 \div 800$ *мм* и не менее шести при $b > 800$ *мм*.

Нижнюю продольную арматуру ленточного фундамента рекомендуется укладывать в пределах всей его ширины. При этом сечение арматуры, располагаемой в пределах ширины ребра, должно составлять примерно 70% общего сечения арматуры, требуемой по расчету. В мощных ленточных фундаментах рекомендуется в целях увеличения крупности инертных в бетоне принимать расстояния между стержнями продольной арматуры не менее 100 *мм*.

Ленточный фундамент в продольном направлении следует рассчитывать с учетом сопротивлению изгибу надфундаментных конструкций.

Грунтовое основание на площади контакта с фундаментом рекомендуется заменить часто расположенными дискретными упругими опорами, жесткости которых эквивалентны жесткости заменяемых участков грунтового основания.

Конструктивная схема и соответствующая расчетная, представляющая собой плоскую стержневую систему, показаны на рис. 9.110. Достоинство рекомендуемой расчетной схемы заключается в том, что ее расчет при любой конструктивной схеме каркаса здания (рамной, рамно-связевой или связевой) может быть выполнен на ЭВМ по стандартным программам для стержневых систем с учетом изгибных и продольных деформаций стержней.

Жесткость дискретной упругой опоры C, *т/м* или *кг/см*, принимаемой в виде вертикального стержня с шарнирами на концах соответственно длиной 1 *м* или 1 *см* эквивалентной по жесткости прямоугольному участку грунтового основания шириной 2 b и длиной Δl, определяется по формуле

$$C = 2l^2 k \left\{ m\Delta\xi + \frac{\beta}{\alpha}\left[B_{1[\alpha m(1-\xi_н)]} - B_{1[\alpha m(1-\xi_к)]}\right]\right\}, \qquad (9.255)$$

где $\xi_н$, $\xi_к$ — абсолютные значения относительных расстояний соответственно от начала и конца прямоугольного участка основания до середины ленточного фундамента;

$\Delta\xi = \xi_н - \xi_к$ — относительная длина прямоугольного участка основания;

$B_{1[\alpha m(1-\xi_н)]}$, $B_{1[\alpha m(1-\xi_к)]}$ — интегральные функции $B_{1(t)}$ соответственно для начала и конца прямоугольного участка основания, определяемые по табл. 9.34.

Исходная информация для расчета на ЭВМ содержит сведения о геометрии рассчитываемой системы, жесткости элементов, характере и величинах нагрузок. На печать выводят результаты расчета в виде усилий (изгибающих моментов, поперечных и продольных сил) на концах стержней и линейных и угловых перемещений узлов.

Выполнение расчета на ЦВМ при легко подготавливаемой и небольшой по объему исходной информации позволяет всесторонне исследовать систему, варьируя конструктивные параметры для определения оптимального решения. Критериями оптимального конструктивного решения могут служить условия, при которых в проектируемой системе при заданных нагрузках и механических характеристиках грунтового основания возникают минимальные усилия при допустимой неравномерности осадок и концентрации давлений под подошвой фундамента.

Ленточный фундамент под колонны в поперечном направлении рассчитывают так же, как ленточный фундамент под стены зданий. При этом консольные выступы полок рассчитывают на наибольшую интенсивность реактивного давления основания, выявленную из расчета фундамента по длине.

Сплошные плитные фундаменты

Сплошные железобетонные фундаменты под сооружения выполняют в виде плоских, ребристых или полых коробчатых плит (рис. 9.111).

Выбор типа сплошного фундамента зависит от конструктивной схемы сооружения, величин и характера распределения нагрузок в плане, несущей способности и деформативности грунтового основания.

Сплошные фундаменты в виде плоской плиты являются наиболее простой конструкцией, бетонирование которой наименее трудоемко и может быть выполнено индустриальными методами. Расход бетона и стали на плоскую плиту несколько больше, чем на ребристую. Плоские фундаментные плиты рекомендуются при расстояниях между колоннами до 9 *м* и нагрузках на колонну до 1000 *т*. Толщину плиты рекомендуется принимать равной примерно $^1/_6$ расстояния между колоннами.

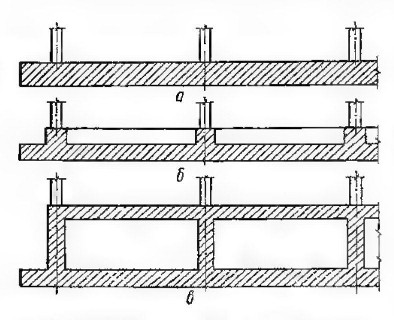


Рис. 9.111. Сплошные фундаментные плиты:
а — плоская; *б* — ребристая; *в* — полая коробчатая.

Прочность плиты на продавливание в местах опирания тяжело нагруженных колонн можно повышать при помощи поперечного армирования или уширений по типу капителей в безбалочных перекрытиях.

При больших нагрузках и расстояниях между колоннами, а также при необходимости повышения жесткости фундамента рекомендуется переходить к ребристым плитам. Толщина плиты в ребристых фундаментах может быть принята равной $^1/_8$—$^1/_{10}$ пролета. Ребра рекомендуется устраивать только по осям рядов колонн.

Наибольшей жесткостью обладают полые коробчатые фундаменты, но они требуют большого расхода материалов и сложны в изготовлении. Опыт проектирования в сопоставимых условиях по нагрузкам и характеру грунтовых оснований показал, что коробчатые фундаменты по сравнению с плоскими требуют вдвое большего расхода бетона и стали. В связи с этим коробчатые фундаменты можно применять только при специальном технико-экономическом обосновании.

Сплошные плитные фундаменты рекомендуется армировать в одном направлении плоскими сварными каркасами, а в другом — сварными сетками или отдельными стержнями. Монтажные стыки рабочей арматуры рекомендуется выполнять ванной сваркой в инвентарных формах.

Ребра сплошных плитных фундаментов рекомендуется армировать сварными каркасами с соблюдением соответствующих правил, указанных для армирования ребер ленточных фундаментов.

Расчет сплошных плитных фундаментов следует производить с учетом сопротивления изгибу надфундаментных конструкций. Фундаментную плиту и каркас здания рекомендуется рассматривать как пространственную стержневую систему (рис. 9.112). Фундаментная плита рассматривается как система перекрестных полос, параллельных осям продольных и поперечных рядов колонны здания. Грунтовое основание под плитой заменяется дискретными упругими опорами, размещенными на пересечениях осей полос.

Жесткость дискретной упругой опоры *С*, *т/м* или *кг/см*, принимаемой в виде вертикального стержня с шарнирами на концах соответственно длиной 1 *м* или 1 *см*, эквивалентной по жесткости прямоугольному участку

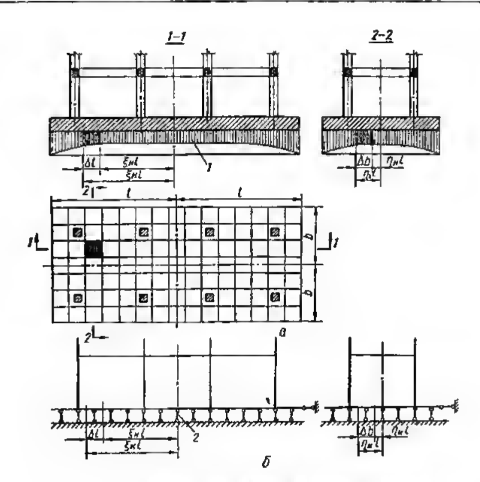


Рис. 9.112. К расчету сплошного плитного фундамента:
а — конструктивная схема; *б* — расчетная схема; *1* — эпюра жесткости основания; *2* — упругие дискретные эпюры

грунтового основания шириной Δb и длиной Δl, определяется по формуле

$$C_i = l^2 k \left\{ \Delta\xi\Delta\eta + \frac{\beta}{\alpha}\left[B_{1[\alpha(1-\xi_н)(m-\eta_н)]} - B_{1[\alpha(1-\xi_к)(m-\eta_н)]} - B_{1[\alpha(1-\xi_н)(m-\eta_к)]} + B_{1[\alpha(1-\xi_к)(m-\eta_к)]}\right]\right\}, \qquad (9.256)$$

где $\xi_н$, $\eta_н$, $\xi_к$, $\eta_к$ — абсолютные значения относительных координат начала и конца прямоугольного участка основания;

$\Delta\xi = \xi_н - \xi_к$, $\Delta\eta = \eta_н - \eta_к$ — относительная длина и ширина прямоугольного участка основания;

$B_{1[\alpha(1-\xi_н)(m-\eta_н)]}$, $B_{1[\alpha(1-\xi_к)(m-\eta_н)]}$, $B_{1[\alpha(1-\xi_н)(m-\eta_к)]}$, $B_{1[\alpha(1-\xi_к)(m-\eta_к)]}$ — интегральные функции $B_1(t)$ соответственно для угловых точек прямоугольного участка основания, определяемые по табл. 9.34.

Расчет полученной таким образом пространственной стержневой системы, как и в случае расчета ленточного фундамента под колонны, производится на ЭВМ с использованием стандартных программ, предназначенных для расчета пространственных стержневых систем с учетом изгибных и продольных деформаций стержней.

ЛИТЕРАТУРА ПО РАСЧЕТУ ФУНДАМЕНТОВ

Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. М., Госстройиздат, 1953.

Дыховичный Ю. А. К вопросу о выборе конструкций фундаментов многоэтажных зданий. «Строительство и архитектура». М., 1966, № 1.

Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. М., Госстройиздат, 1962.

Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. М., Госстройиздат, 1962.

Ривкин С. А. Расчет фундаментов. Киев, «Будівельник», 1967.

Ривкин С. А. Расчет фундаментов с учетом работы надфундаментных конструкций и неупругих деформаций грунта и железобетона. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1969, № 6.

Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Основания и фундаменты. М.— Л., Госстройиздат, 1964.

СТЫКИ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При проектировании стыков следует предусматривать такие конструктивные решения, которые требуют минимального расхода материалов и труда на изготовление и возведение конструкций и обеспечивают надлежащую прочность, жесткость и долговечность соединений.

Следует стремиться к тому, чтобы сжимающие и сдвигающие усилия в стыке передавались через бетон, а растягивающие, действующие в арматуре,— через сварку в стык выпусков арматуры из стыкуемых элементов. Усилия в стыке могут быть переданы также через сварку между собой стальных закладных деталей.

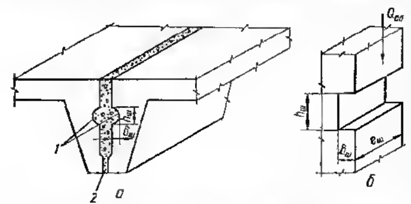


Рис. 9.113. Соединения сборных элементов при помощи бетонных шпонок:

а — соединение бетонной шпонкой двух ребристых плит; б — схема расположения сдвигающего усилия и расчетные размеры бетонной шпонки; 1 — шпонка; 2 — заливка бетоном.

Конструкция стыка должна обеспечивать возможность быстрого и устойчивого закрепления монтируемых элементов в рабочем положении и освобождения их от монтажных строп.

Стыки сборных элементов после их монтажного закрепления должны обеспечивать конструкции необходимую прочность и пространственную устойчивость для восприятия усилий от собственного веса монтируемых элементов и временных нагрузок, действующих в процессе возведения конструкции.

Стыки должны быть расположены в местах, удобных для заварки рабочих швов, укладки и уплотнения бетонной смеси. При передаче сжимающих усилий непосредственно через контакт бетонных поверхностей («сухой» стык) требуется специальная технология изготовления элементов для обеспечения плотной подгонки бетонных поверхностей друг к другу (например, использование торца одного из стыкуемых элементов в качестве опалубки для торца другого или применение металлических форм повышенной жесткости с приспособлениями, фиксирующими точное положение торцовых поверхностей).

Сжимающие усилия от одного элемента к другому могут передаваться также через заполняемые бетоном или раствором швы.

Сдвигающие усилия в стыке могут передаваться через заполняемые бетоном или раствором швы между сборными элементами, имеющими насечку на стыкуемых поверхностях, либо через бетонные шпонки.

Размеры бетонных шпонок (рис. 9.113), передающих перерезывающие усилия от одного сборного элемента к другому или продольные сдвигающие усилия между сборными элементами и дополнительно уложенным бетоном, должны определяться по следующим формулам:

$$\delta_ш \geqslant \frac{Q_{сд}}{R_{пр} l_ш n_ш}; \qquad (9.257)$$

$$h_ш \geqslant \frac{Q_{сд}}{2R_р l_ш n_ш}, \qquad (9.258)$$

где $Q_{сд}$ — сдвигающая сила, передающаяся через шпонки;

$\delta_{ш}$, $h_{ш}$, $l_{ш}$ — глубина, высота и длина шпонки;

$n_{ш}$ — количество шпонок, вводимое в расчет (при расчете на перерезывающее усилие не более трех).

При наличии арматуры или сжимающей силы, перпендикулярной к плоскости шва, допускается уменьшать высоту шпонок, рассчитываемых на перерезывающее усилие, против определяемой условием (9.258), но не более чем в 2 раза.

При наличии постоянно действующей сжимающей силы высоту шпонок допускается определять по формуле

$$h'_{ш} = \frac{Q_{сд} - 0{,}7N}{2R_{р}l_{ш}n_{ш}}. \qquad (9.259)$$

При соединении шпонками элементов настила (см. рис. 9.113) длина шпонки, вводимая в расчет, должна составлять не более половины пролета элемента; при этом величина сдвигающей силы $Q_{сд}$ принимается равной сумме сдвигающих усилий по всей длине элемента.

По условиям (9.257) и (9.258) следует проверять шпонки сборного элемента и из дополнительно уложенного бетона, принимая расчетные сопротивления бетона шпонок $R_{пр}$ и $R_{р}$ как для бетонных конструкций, т. е. умножая соответствующие значения расчетных сопротивлений бетона, указанных в табл. 1.24, на коэффициент условий работы $m_{б} = 0{,}9$.

При расчете на выдергивание растянутой ветви двуветвевых колонн из стакана фундамента допускается учитывать работу пяти шпонок.

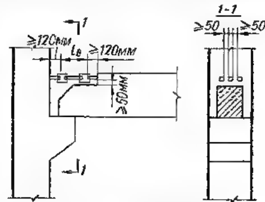


Рис. 9.114. Размещение стыков арматурных стержней при ванной сварке:

$l_в$ — длина вставки; $l_в \geq 150$ мм; $l_в \geq 4\ d$; d — диаметр вставки.

Для соединения в стык на монтаже выпусков горизонтальных и вертикальных стержней диаметром от 20 *мм* и более рекомендуется применять дуговую ванную сварку в инвентарных формах.

Для соединения в стык на монтаже арматурных стержней диаметром менее 20 *мм* применяется дуговая сварка стержней с накладными четырьмя фланговыми швами. При невозможности по местным условиям устройства шва с обеих сторон допускается сварка стержней с односторонним расположением швов и удлиненными накладками.

В случае невозможности или нецелесообразности применения рекомендованных видов сварки для указанных выше условий (что должно быть обосновано) допускается применять другие виды сварки в соответствии со специальными нормативными документами.

Стыки арматурных стержней с применением дуговой ванной сварки в инвентарных медных или других съемных формах проектируют с учетом следующих требований:

а) расстояния между стыкуемыми стержнями, а также расстояния от стыкуемых стержней до ближайшей грани железобетонного элемента должны назначаться с учетом возможности установки и съема инвентарных медных или других форм. При этом рекомендуется расстояние между стержнями и от стержней до ближайшей к ним грани элементов принимать не менее 50 *мм*, а расстояния от торцов стыкуемых выпусков до граней элемента (с учетом защиты бетона от перегрева) — не менее 120 *мм* (рис. 9.114);

б) расположение стыкуемых стержней должно обеспечивать возможность ввода электрода для сварки стыков горизонтальных стержней строго вертикально или под углом не более 30° к вертикали; для сварки стыков вертикальных стержней — под углом до 30° к вертикали (рис. 9.115);

в) зазоры между стыкуемыми стержнями должны находиться в пределах 10—15 *мм* (рекомендуются минимальные из допустимых зазоры). Если зазор между торцами стыкуемых стержней превышает максимальный из допустимых, то стержни разрешается соединять с применением промежуточного элемента — вставки из арматурного стержня того же диаметра и класса, что и стыкуемые стержни. При этом длина вставки $l_в$ принимается не менее 4 d и не менее 150 *мм* (см. рис. 9.114).

Ширина швов должна назначаться из условия обеспечения заполнения их бетоном или раствором; при этом также должны быть обеспечены размещение стыкуемой арматуры или закладных деталей и их сварка.

Марка бетона или раствора для заполнения швов, передающих расчетные усилия, принимается в зависимости от ширины шва.

При толщине швов более $^1/_5$ наименьшего размера сечения элемента и более 10 *см* следует применять бетон прочностью не ниже проектной марки бетона соединяемых элементов; при меньшей толщине швов допускается для заделки стыков применять бетон и раствор прочностью на одну ступень ниже проектной марки бетона соединяемых элементов; при этом снижение прочности бетона в стыке можно в расчете не учитывать, за исключением расчета шпоночных швов.

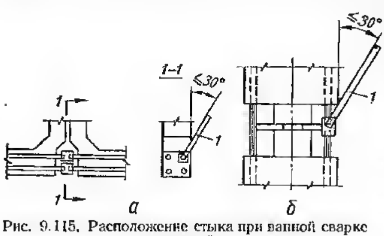


Рис. 9.115. Расположение стыка при ванной сварке стержней:
а — горизонтальных; *б* — вертикальных; *1* — электрод.

Кроме того, при выполнении соединяемых элементов из тяжелого бетона для заделки стыков должен применяться бетон проектной марки не ниже 150 или раствор — не ниже 100.

При передаче усилий в стыке через закладные детали следует предусматривать такие их соединения, при которых не могло бы происходить разгибание элементов закладных деталей и выколов бетона; сварка стыка не должна вызывать коробления стальных деталей.

Закладные детали, как правило, следует располагать так, чтобы они не выступали из плоскости граней сборных элементов. Приварка к закладным деталям листовой или полосовой стали, разделяющей бетон на отдельные участки, не рекомендуется, если не предусмотрены специальные мероприятия против расслоения бетона. В больших пластинах закладных деталей, находящихся при формовании вверху, следует предусматривать отверстия для выхода воздуха при укладке и уплотнении бетона и для контроля качества бетонирования под ними.

Если закладные детали эксплуатируют в условиях, опасных для коррозии металла (например, на открытом воздухе при отсутствии их надежного замоноличивания бетоном или раствором и т. п.), следует предусматривать защиту их от коррозии в соответствии со специальными нормативными документами.

Сварные соединения конструкций, эксплуатируемых при расчетных температурах воздуха минус 40° С и ниже, следует проектировать, как правило, замоноличенными.

Для закладных деталей железобетонных конструкций следует применять углеродистую сталь группы марок «сталь 3» по ГОСТ 380—60*. При выборе марки стали надлежит руководствоваться указаниями глав СНиП I-В.12—62 и СНиП II-В.3-62 по применению сталей в несущих стальных конструкциях зданий и сооружений.

Для закладных деталей железобетонных конструкций, не подвергающихся непосредственному воздействию подвижной или вибрационной на-

грузки, допускается применять «сталь 3», поставляемую по группе Б ГОСТ 380—60 *, если напряжения в одном металле и металле сварных швов не превышает 0,75 расчетного сопротивления. Закладные детали следует приваривать к рабочей арматуре элементов или заанкеривать в бетоне с помощью анкерных стержней или специальных анкерных устройств.

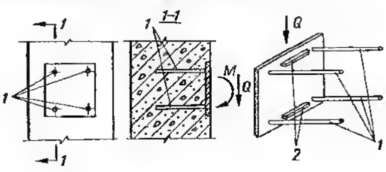


Рис. 9.116. Конструкция закладной детали с анкерными стержнями, приваренными к пластинам в тавр:
1 — анкерные стержни; 2 — упорные пластины.

Для анкерных стержней следует применять горячекатаную сталь периодического профиля класса А-II или А-III.

Круглую горячекатаную сталь класса А-I можно применять для расчетных анкеров, имеющих на концах усиления (шайбы, коротыши и т. п.), или для анкеров, поставленных по конструктивным соображениям, но с обязательным выполнением на концах стержней крюков.

Стальные закладные детали с анкерами должны, как правило, состоять из отдельных пластинок (уголков или фасонной стали) с приваренными к ним торцом под слоем флюса анкерными стержнями преимущественно периодического профиля; количество анкерных стержней рекомендуется, как правило, принимать не менее четырех (рис. 9.116); постановка двух анкерных стержней допускается при условии, если сдвигающая сила действует перпендикулярно к плоскости, в которой расположены эти стержни, и при отсутствии изгибающего момента.

Рис. 9.117. Конструкция закладной детали с анкерными стержнями, часть которых приварена к пластинам внахлестку:
1 — анкерные стержни, приваренные в тавр; 2 — анкерные стержни, приваренные внахлестку.

Если сжимающее усилие на уровне крайнего ряда сжатых анкеров $N_{сж}$ меньше или равно 0,3 сдвигающей силы, то следует:

а) приваривать к закладной детали упорные пластинки (или коротыши из арматурных стержней) шириной или диаметром не менее 10 *мм*, располагая их между анкерами в пределах защитного слоя бетона; при этом вся сдвигающая сила должна быть воспринята анкерами, а размеры упорных пластинок назначаются конструктивно из условия восприятия ими не менее 30% сдвигающей силы, принимая напряжение в бетоне под упорными пластинками равным $R_{пр}$; либо

б) применять закладные детали, имеющие, кроме анкеров, приваренных в тавр, также отогнутые анкеры, приваренные внахлестку, направленные под углом к сдвигающей силе и полностью воспринимающие ее; при этом следует в зоне отогнутых анкеров устанавливать хомуты с шагом не более 100 *мм*, диаметром не менее 0,3 d (d — диаметр анкера) или осуществлять другие мероприятия, препятствующие откалыванию бетона.

Таблица 9.36. **Сварные соединения арматурных стержней в тавр с плоскими элементами проката**

№ п.п	Вид сварки	Арматурная сталь	Предельные размеры в соотношении				Эскизы
			d, *мм*		δ, *мм*	δ/*d*	
			мин	макс			
1	Дуговая под флюсом *	А-I А-II А-III	10 10 10	16 (25) 16 (25) 16 (25)	8—12 (6—20)	≥0,75 (≥0,6)	
2	Дуговая многослойными кольцевыми швами ** впритык торцом или в отверстие	А-I А-II А-III А-IV	8 10 8 10	40 40 40 32	≥6 ≥8 ≥8 ≥8	≥0,75 ≥0,75 ≥0,75 ≥0,75	
3	Дуговая швами в отверстие с раззенковкой	А-I А-II А-III	8 10 8	40 40 40	≥6 ≥8 ≥6	≥0,75	

* Размеры в скобках приведены для новых автоматов АСС-2МУ; *z* и *l* определяются конструкцией оборудования для сварки. В образцах автоматов ЦНИИСК — Проектстроймеханизация $z_{мин} = 25$ *мм*, $l_{мин} = 80$ *мм*, $l_{макс} = 400$ *мм*.

** Электроды для сварки принимаются по нормативным документам; высота сварного шва $h_ш$ принимается равной $0{,}6d$.

При наличии растягивающих усилий во всех анкерах и при одновременном действии сдвигающей силы следует предусматривать специальные мероприятия для восприятия сдвигающей силы.

Число анкерных стержней, приваренных внахлестку, принимается не менее двух, а расположение их должно быть симметричным по отношению к плоскости сдвигающей силы. Угол наклона этих анкеров к направлению сдвигающей силы должен быть не больше 25 и не меньше 15° (рис. 9.117). Допускается меньший угол при условии обеспечения надлежащей анкеровки.

Постановка только одних анкеров, приваренных внахлестку, не разрешается. Для восприятия растягивающих усилий должны быть предусмотрены анкеры, приваренные в тавр; при отсутствии растягивающих усилий эти анкеры устанавливаются конструктивно.

Для соединения в тавр арматурных стержней с плоскими элементами проката следует применять автоматическую дуговую сварку под слоем флюса или другие способы автоматической сварки в соответствии с требованиями, приведенными в п. 1 табл. 9.36 или специальных нормативных документов.

В случае невозможности осуществления автоматической сварки (например, при отсутствии оборудования и т. п.) допускается соединение анкерных стержней с пластинами с помощью ручной дуговой сварки швами (см. табл. 9.36).

Толщина пластины определяется требованиями сварки (см. табл. 9.36), а также условием прочности.

Для соединения внахлестку арматурных стержней с плоскими элементами проката в заводских условиях рекомендуется применять

Таблица 9.37. **Сварные соединения арматурных стержней внахлестку с плоскими элементами проката**

№ п п	Вид сварки	Арматурная сталь	Предельные размеры и соотношения: d, мм, мин	d, мм, макс	δ, мм	δ/d	l/d	Эскизы
1	Контактная точечная	А-I А-II А-III	6 10 6	25	3—10	1—0,4	≥5 (2 точки)	
2	Дуговая фланговыми швами *	А-I А-II А-III	8 10 8	40	≥4	≥0,3	≥4 ≥5 ≥5	

* Электроды для сварки принимаются по специальным нормативным документам; высота сварного шва $h_ш$ должна составить $0{,}25d$, но не менее 4 *мм*; ширина шва $b = 0{,}5d$, но не менее 10 *мм*.

контактную точечную сварку в соответствии с требованиями, приведенными в п. 1 табл. 9.37. Для выполнения соединений внахлестку на полигоне, а также в заводских условиях при отсутствии необходимого оборудования для контактно-точечной сварки применяется дуговая сварка швами согласно требованиям п. 2 табл. 9.37.

Длина анкерного стержня, приваренного к пластине в тавр или внахлестку, должна быть не менее:

При марке бетона 150:	
из стали класса А-II	$30d$
то же, А-III	$35d$
При марке бетона 200 и выше:	
из стали класса А-II	$25d$
то же, А-III	$30d$

При наличии сжимающих напряжений, перпендикулярных к анкеру по всей длине, длину анкеровки можно уменьшить на $10d$.

Длина анкеровки для стержней, приваренных внахлестку, отсчитывается от начала отгиба для отогнутого стержня и от пластины для прямолинейного.

Если требуемая длина анкеровки стержней не может быть выполнена, то допускается принимать анкеры меньшей длины, но не менее $15d$ с устройством на концах усиления путем приварки пластин и т. п. В этом случае для анкеров, привариваемых в тавр, должен быть произведен расчет на выкалывание бетона. Для стержней, приваренных внахлестку, расстояние от края усиления до ближайшей поверхности бетона должно быть не менее $8d$ при этом в зоне отогнутого стержня в любом случае следует предусматривать хомуты или другие мероприятия, препятствующие откалыванию бетона.

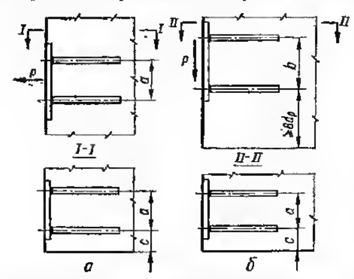


Рис. 9.118. Расстояния между осями расчетных анкеров и от оси крайнего анкера до грани элемента:

а — при действии на анкеры только растягивающих усилий; *б* — при действии на анкеры растягивающих и сдвигающих усилий:

a — для анкеров из стали класса А-II — $4d_p$ ($5d_p$);
то же, А-III — $5\,d_p$;
b — для анкеров из стали класса А-II — $6\,d_p$;
то же, А-III — $7\,d_p$;
c — для анкеров из стали класса А-II — $3\,d_p$;
то же, А-III — $3.5\,d_p$.

В центрально и внецентренно растянутых, а также в изгибаемых и внецентренно сжатых по случаю 1 элементах при расположении анкеров нормально к продольной оси элемента (вдоль раскрытия трещин) и возникновении в них растягивающих усилий в любом случае на концах анкеров должны устанавливаться усиления в виде пластин. При этом в центрально и внецентренно растянутых элементах пластины следует располагать у противоположной грани элемента, заводя их за продольную арматуру. В изгибаемых и внецентренно сжатых по случаю 1 элементах пластины следует заводить в сжатую зону.

Расстояние между осями расчетных анкеров, приваренных к пластине в тавр и воспринимающих только растягивающие усилия, а также расстояния между анкерами, приваренными внахлестку, следует принимать не менее $4d_p$ для анкеров из стали класса А-II и не менее $5d_p$ для анкеров из стали класса А-III (d_p — диаметр анкерного стержня, требуемый по расчету на наибольшее усилие). При этом расстояние от оси анкера до грани железобетонной конструкции следует принимать для стали класса А-II не менее $3d_p$ и для стали класса А-III не менее $3{,}5d_p$ (рис. 9.118, *а*).

Если анкеры, приваренные в тавр, воспринимают растягивающие и сдвигающие или только сдвигающие усилия, то расстояние между осями анкеров вдоль сдвигающего усилия следует принимать не менее $6d_р$ для стали класса А-II и $7d_р$ для стали класса А-III ($d_р$ — диаметр анкерного стержня, требуемый по расчету на совместное действие растягивающего и сдвигающего усилия). В поперечном направлении расстояние между осями анкеров должно быть не менее $4d_р$ для стали класса А-II и не менее $5d_р$ для стали класса А-III. При этом расстояние от оси анкера до грани элемента, измеренное в направлении сдвигающего усилия, следует принимать не менее $8d_р$, а в направлении, нормальном к этому усилию,— не менее $3d_р$ для стали класса А-II и не менее $3{,}5d_р$ для стали класса А-III (рис. 9.118, *б*).

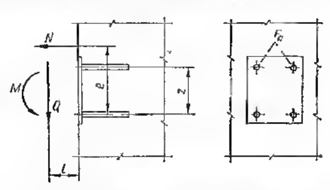


Рис. 9.119. Расчетная схема, принимаемая при определении необходимого количества анкеров в закладной детали.

При применении анкеров, приваренных внахлестку, расстояние от начала анкеровки (от места отгиба) до края бетона, измеренное в направлении сдвига, принимается не менее $8d_р$.

Расстояния между анкерными стержнями и от оси анкера до грани элемента в направлении сдвигающего усилия могут быть уменьшены, если будут приняты специальные меры против выкалывания бетона.

Анкеры, приваренные в тавр нормально к плоским элементам стальных закладных деталей при действии изгибающего момента нормальной и сдвигающей сил, следует рассчитывать с учетом совместного действия этих силовых факторов следующим образом.

Определяют растягивающее усилие в анкерах крайнего ряда

$$N_а = \frac{M}{z},$$

где M — общий момент внешних сил относительно оси пересечения крайнего ряда сжатых анкеров с пластиной (рис. 9.119);

$$M = M_0 \pm Ne + Ql;$$

M_0 — момент, передающийся на закладную деталь;

N — нормальная растягивающая сила, приложенная выше (знак +) или ниже (знак —) крайнего ряда сжатых анкеров;

Q — сдвигающая сила;

z — расстояние между крайними рядами анкеров;

e — расстояние от ряда сжатых анкеров до силы N;

l — расстояние от силы Q до внешней поверхности закладной детали.

Если нормальная растягивающая сила N приложена между крайними рядами анкеров, то усилия в крайнем ряду от действия этой силы определяются по формуле

$$N_а = \frac{M}{zm},$$

где $m = 0{,}5n\left(1 - \frac{e_0}{a}\right) + \frac{e_0}{a}$;

e_0 — расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести всех анкеров;

a — расстояние от крайнего наиболее растянутого ряда анкеров до центра тяжести всех анкеров;

n — число рядов анкеров в направлении действия момента.

Площадь сечения анкеров крайнего ряда (верхнего), воспринимающих растягивающие и сдвигающие усилия при наличии сжимающих усилий на

уровне крайнего ряда анкеров $\left(N_{сж}=\frac{M}{z}\mp N\right)$, определяется по формуле

$$F_a=\frac{\sqrt{N_a^2+\left(\frac{Q}{nk}\right)^2}}{R_a}, \qquad (9.260)$$

где n — число рядов анкеров вдоль направления действия сдвигающей силы; число рядов анкеров, на которые передается сдвигающая сила, принимается не более трех (в число рядов обязательно входит крайний растянутый ряд);

k — коэффициент, принимаемый по табл. 9.38.

Таблица 9.38. **Значения коэффициента k для расчета анкеров закладных деталей**

Марка бетона	Диаметр анкеров, мм	Классы стали			Марка бетона	Диаметр анкеров, мм	Классы стали		
		А-I	А-II	А-III			А-I	А-II	А-III
200	8—16	0,60	0,55	0,50	300 и выше	8—16	0,70	0,60	0,55
	18	0,55	0,50	0,45		18	0,65	0,55	0,50
	20	0,50	0,45	0,40		20	0,60	0,50	0,45
	22	0,45	0,40	0,35		22	0,55	0,45	0,40
	25	0,40	0,35	0,30		25	0,50	0,40	0,35

Примечание. При марке бетона 150 коэффициент k следует уменьшать на 15% по сравнению с коэффициентом k для марки бетона 200.

Площадь сечения анкеров остальных рядов принимается равной площади сечения анкеров крайнего ряда, все анкеры принимаются одного диаметра. Допускается число анкеров в среднем ряду принимать меньше, чем в крайнем; при этом для нахождения n общее число анкеров следует разделить на число анкеров в крайнем ряду.

Если сжимающее усилие на уровне крайнего ряда сжатых анкеров $N_{сж}\leqslant 0,3Q$, следует учитывать указания, приведенные на стр. 391.

При отсутствии сжимающих усилий на уровне крайнего ряда анкеров ($N_{сж}<0$) следует осуществлять специальные конструктивные мероприятия для восприятия сдвигающей силы.

Отогнутые анкеры, приваренные внахлестку к стальным закладным деталям, допускается рассчитывать только на сдвигающие усилия по формуле

$$F_a=\frac{Q}{R_a\cos\alpha}, \qquad (9.261)$$

где α — угол между осью отогнутой части анкера и направлением сдвигающей силы, а анкеры, приваренные в тавр,— только на изгибающие моменты и нормальные силы по формуле (9.260).

Формулой (9.261) можно пользоваться при угле α до 25°.

Конструкция закладных деталей с приваренными к ним элементами, передающими нагрузку на закладные детали, должна обладать достаточной жесткостью для обеспечения равномерного распределения усилий между растянутыми анкерами и равномерной передачи сжимающих усилий на бетон. В том случае, если длина анкеров принимается меньше требуемой и осуществляется усиление концов анкера, должен производиться расчет на выкалывание бетона по формуле

$$N_a\leqslant 0,5\Pi R_p, \qquad (9.262)$$

где Π — площадь проекции на плоскость, нормальную к анкерам, поверхности выкалывания, принимаемой под углом 45° к осям анкеров (рис. 9.120); при анкерах с приваренными на концах пластинами поверхность выкалывания принимается идущей от граней пластин.

Рис. 9.120. Схема, принимаемая при расчете на выкалывание бетона анкерами закладной детали:

1 — анкеры; *2* — анкерная пластина; *3* — проекция поверхности выкалывания *П* на плоскость, нормальную к направлению анкеров.

Толщина пластинок закладных деталей при анкерах, приваренных в тавр, должна удовлетворять условие (9.263), а также технологические требования к сварке (см. табл. 9.36)

$$\delta \geqslant 0{,}25d\,\frac{R_а}{R_{ср}}, \qquad (9.263)$$

где d — диаметр анкеров;

$R_{ср}$ — расчетное сопротивление стали пластины на срез, которое может приниматься равным 1300 *кг/см²*;

$R_а$ — расчетное сопротивление анкеров растяжению.

МОНТАЖНЫЕ ПЕТЛИ

В сборных элементах должны предусматриваться мероприятия для захвата их при подъеме (закладка стальных труб для образования отверстий, устройство подъемных петель из арматурных стержней и т. п.). Петли для подъема должны выполняться из круглой горячекатаной стали и привариваться или привязываться к арматурному каркасу.

Проектирование петель следует производить с учетом их изготовления на специальных автоматах по рис. 9.121.

Для конструкций, изготовление которых может производиться с заглаживанием поверхности механическим способом, следует предусматривать монтажные петли, не выступающие за грань поверхности бетона (рис. 9.122).

Диаметры стержней петель рекомендуется принимать согласно табл. 9.39 в зависимости от приходящейся на петлю нормативной нагрузки.

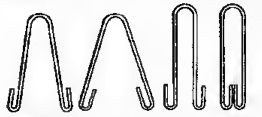


Рис. 9.121. Типы петель, изготовляемых специальными автоматами.

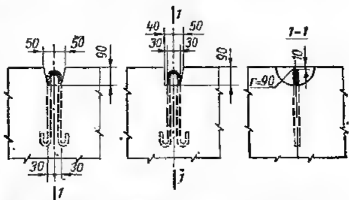


Рис. 9.122. Установка монтажных петель в сборных элементах, изготовляемых с заглаживанием поверхности механическим способом.

Анкеровка петли осуществляется запуском концов петли в бетон сборного элемента на длину $l_а$, принимаемую не менее $30d$ (d — диаметр стержня петли).

Допускается уменьшать длину запуска $l_а$ в соответствии с фактической нормативной нагрузкой от собственного веса элемента $P_{н.ф}$, приходящейся на петлю, с учетом коэффициента динамичности $k_д = 1{,}5$ и коэффициента, учитывающего сгиб петли, $k = 1{,}5$; умножая длину $l_а$ на отношение $\frac{kk_дP_{н.ф}}{R_аF_{а.ф}}$

($F_{а.ф}$ — площадь сечения стержня, из которого выполняется петля). При этом длина запуска принимается не менее 15 *d*, не менее 250 *мм* и не менее величины, обеспечивающей возможность зацепления петли за рабочую арматуру каркаса.

При монтаже с помощью траверсы, когда принимается повышенная нормативная нагрузка на петлю (см. примечание 2 к табл. 9.39), коэффициент *k* снижается до 1.

Таблица 9.39. **Нормативное усилие, воспринимаемое подъемными петлями**

Диаметр стержня петли, *мм*	Нормативное усилие от собственного веса сборного железобетонного элемента, приходящееся при подъеме на 1 петлю, *кг*	Диаметр стержня петли, *мм*	Нормативное усилие от собственного веса сборного железобетонного элемента, приходящееся при подъеме на 1 петлю, *кг*
6	100	18	2500
8	300	20	3100
10	700	22	3800
12	1100	25	4900
14	1500	28	6100
16	2000	32	8000

Примечания: 1. При использовании для подъема сборного элемента четырех монтажных петель нормативную нагрузку от собственного веса элемента считают распределенной на 3 петли.

2. В тех случаях, когда гарантируется отсутствие сгиба петли (при монтаже с помощью траверсы), допускается повышать нормативную нагрузку на 1 петлю в 1,5 раза.

Стержни петли должны заканчиваться крюками.

В том случае, если невозможно осуществить необходимую длину запуска концов петли, анкеровка петли выполняется с помощью специальных мероприятий (загибание стержней петли, приварка к закладным деталям и т. д.). Надежность принятой анкеровки петли должна подтверждаться расчетом или испытаниями.

УКАЗАНИЯ ПО РАЗРАБОТКЕ И ОФОРМЛЕНИЮ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ

Рабочие чертежи железобетонных конструкций (шифр КЖ) выполняются в следующем составе:

заглавный лист,

монтажные схемы и монтажные узлы (для сборных конструкций);

опалубочные (геометрических размеров);

арматурные;

закладных деталей;

соединительных (монтажных) деталей (для сборных конструкций);

выборка расхода бетона и стали на объект;

ведомость объемов работ на железобетонные конструкции.

Заглавный лист комплекта железобетонных конструкций, имеющий шифр КЖ-1, должен включать следующее: схематический план объекта (здания, узла и т. п.); общие указания о порядке монтажа или последовательности возведения элементов конструкции, а также мероприятия, обеспечивающие прочность и общую устойчивость на монтаже и при эксплуатации; указания по антикоррозионной защите конструкций; данные по нагрузкам, на которые рассчитаны конструкции; условные обозначения; перечень чертежей железобетонных конструкций данного объекта; перечень неприлагаемых примененных типовых чертежей и стандартов; перечень прилагаемых типовых материалов; сводную спецификацию сборных железобетонных и бетонных элементов на весь объект по форме 1; сводную спецификацию монолитных железобетонных и бетонных элементов на объект по форме 2.

Форма 1

Сводная спецификация сборных железобетонных и бетонных элементов на весь объект (по чертежам марок КЖ и АР)

Марка элемента	Количество, шт.	Вес элемента, т	Стандарт или лист проекта	№ типоразмера	Количество, шт., одного типоразмера	Лист монтажной схемы

Масштабы изображения конструкций принимаются в зависимости от их сложности с тем, чтобы чертежи были компактными, но вместе с тем четкими и удобными для пользования.

Рекомендуются следующие масштабы:

Монтажные схемы	1 : 400; 1 : 200
Опалубочные чертежи	1 : 100; 1 : 50
Арматурные	1 : 50 ; 1 : 25
Детали и узлы	1 : 20; 1 : 10

Совмещенные масштабы (разные по длине и высоте элемента) в железобетонных конструкциях не допускаются, но на арматурных чертежах разрешается сечения элементов изображать в более крупном масштабе, чем фасадный чертеж (обычно фасадный чертеж выполняют в масштабе 1 : 50, сечения — 1 : 25).

Все размеры на чертежах проставляются в миллиметрах.

На чертежах конструкций следует давать привязки к разбивочным осям здания и отметки наиболее характерных мест (верх плиты, балки, колонны, консоли, низ фундамента, перемычки и т. п.).

Форма 2

Сводная спецификация монолитных железобетонных и бетонных элементов на весь объект (по чертежам марок КЖ и АР)

Марка элемента	Количество, шт.	Лист проекта

Монтажные схемы сборных конструкций (планы и разрезы) следует совмещать для различных элементов — колонн, ригелей, балок, подкрановых балок и т. п. Места разрезов должны выявлять основной профиль здания, отметки и привязки отдельных элементов. На монтажных схемах маркируют все элементы конструкции, монтажные узлы, закладные и монтажные детали. Марки элементов составляют из больших букв русского алфавита, характеризующих соответствующий элемент и цифры, обозначающей его порядковый номер. Обычно для маркировки принимают следующие буквы: А — арки; Б — балки; БК — балки подкрановые; БФ — балки фундаментные; К — колонны; Л — лестницы; Р — ригели; П — панели, плиты; Ф — фермы, фундаменты; ПФ — плиты фундаментные и т. п. К маркам монолитных элементов добавляют букву М, предварительно напряженных — букву Н. Сборные элементы, принимаемые по стандартам, обозначаются присвоенными им в соответствующих стандартах марками.

На листах монтажных схем помещают спецификации сборных железобетонных и бетонных элементов по форме 3, стальных соединительных деталей по фомс 4, монтажных узлов по форме 5. Спецификацию марок соединительных деталей составляют по форме 6 и помещают на листах, где расположены монтажные узлы.

Опалубочные чертежи разрабатывают для монолитных конструкций либо для сложных конструктивных элементов. Для простых элементов они могут быть совмещены с арматурными чертежами. На опалубочных чертежах

Форма 3

Спецификация сборных железобетонных и бетонных элементов на монтажную схему

Наименование элемента	Марка элемента	Количество, шт.	Вес элемента, *Т*	Стандарт или лист проекта	Примечание

Форма 4

Спецификация стальных соединительных деталей на монтажную схему

Наименование элемента	Марка элемента	Количество, шт.	Стандарт или лист проекта	Деталь и № листа, где элемент применен

Форма 5

Спецификация монтажных узлов на монтажную схему

№ монтажного узла	Количество, шт.	№ листа, где изображен узел

Форма 6

Спецификация марок соединительных деталей на монтажный узел

№ монтажного узла	Марка соединительной детали	Количество, шт.	№ листа, где изображена соединительная деталь

должны быть показаны все геометрические размеры элемента или конструкции, привязка и положение закладных деталей, а в случае монолитных конструкций (когда отсутствуют монтажные схемы) — маркировка отдельных элементов и закладных деталей. На этих же чертежах помещают спецификацию марок закладных деталей (по форме 7) и таблицу расхода материалов на один конструктивный элемент (по форме 8).

Форма 7

Спецификация марок закладных деталей на один конструктивный элемент

Марка конструктивного элемента	Марка закладной детали	Количество, шт.	№ листа, где изображена деталь

Форма 8

Расход материалов на один конструктивный элемент

Марка конструктивного элемента	Вес, *Т*	Марка бетона	Объем бетона, $м^3$	Расход стали *, *кг*

Арматурные чертежи железобетонных элементов выполняют условно так, как будто они прозрачны и сквозь их переднюю грань видны все стержни арматуры на полную толщину элемента

* Расход стали приводится с указанием класса применяемой арматуры.

Рядом с фасадным изображением элемента помещают его поперечные сечения, причем показывают только те стержни, которые непосредственно попадают в данное сечение.

Все каркасы, сетки и отдельные стержни должны быть привязаны к соответствующим граням элемента. Каркасы и сетки обозначают марками, отдельные стержни — позициями. Позиции стержней, входящих в каркас или сетку, проставляют на чертеже каркаса, который может быть выполнен отдельно или внесен в соответствующую графу спецификации. Спецификация арматуры может быть помещена на отдельном листе либо на арматурном чертеже.

Спецификации и выборки арматуры на один конструктивный элемент составляют: для сборных железобетонных конструкций по форме 9, для монолитных по форме 10, выборка стали по форме 11.

Спецификации стали на одну соединительную деталь и на одну закладную составляют по формам 12 и 13 и помещают на чертежах, где разработаны закладные и соединительные детали.

Форма 9

Спецификация арматуры на 1 конструктивный элемент

Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия и их количество в 1 элементе	№ позиции	Эскиз	Диаметр	Длина	Количество, шт., в 1 каркасе или сетке	Количество, шт., в 1 элементе	Общая длина, м	Выборка стали		
				мм					Сечение, мм	Общая длина, м	Вес, кг

Форма 10

Спецификация арматуры на 1 конструктивный элемент

Наименование конструкции элемента	№ позиции	Эскиз	Сечение, мм	Количество, шт.	Длина, мм	Общая длина, м	Выборка стали		
							Сечение, мм	Общая длина, м	Вес, кг

Форма 11

Выборка стали на 1 конструктивный элемент

Марка конструктивного элемента	Арматура класса . . .		Арматура класса . . .		Арматура класса . . .		Ст. 3		Общий расход стали, кг
	Диаметр, мм	Вес, кг	Диаметр, мм	Вес, кг	Диаметр, мм	Вес, кг	Профиль, мм	Вес, кг	

Форма 12

Спецификация стали на одну соединительную деталь

Марка соединительной детали	№ позиции	Эскиз, сечения	Длина, мм	Количество, шт.	Вес, кг			Примечания
					одной позиции	всех позиций	детали	

Форма 13

Спецификация стали на одну закладную деталь

Марка закладной детали	№ позиции	Эскиз	Длина, *мм*	Количество, шт.	Вес, *кг*			Примечания
					одной позиции	всех позиций	элемента	

Для заказа материалов составляют выборку расхода бетона и стали по данным рабочих чертежей железобетонных конструкций (шифр КЖ) и архитектурно-строительных (шифр АР) по форме 14.

Выборка расхода бетона и стали на объект на все железобетонные

№ листа монтажной схемы	Наименование серии, листа, проекта	Наименование элемента	Количество, шт.	Вес одного элемента, *т*	Марка бетона	На 1 элемент		На все элементы		Расход			
										Горячекатаная сталь по ГОСТ 5781—61 класса			
						Бетон, $м^3$	Сталь, *кг*	Бетон, $м^3$	Сталь, *кг*	А-I	А-II	А-III	А-IV

Кроме того, для установления сметной стоимости объекта составляют ведомости объемов работ по формам, отвечающим методике определения цен на железобетонные изделия по прейскуранту № 06—08 Государственного Комитета цен при Госплане СССР.

В рабочих чертежах железобетонных конструкций должны быть приведены необходимые данные о применяемых материалах и ряд требований к производству работ по изготовлению и возведению данной конструкции.

Данные по бетону. Кроме проектной марки бетона по прочности на сжатие, указанной в таблице расхода материалов, в необходимых случаях (для конструкций, работающих преимущественно на растяжение или подвергающихся многократному замораживанию и оттаиванию) следует указывать также марку бетона соответственно по прочности на растяжение или марку по морозостойкости; для предварительно напряженных конструкций, кроме того, должны быть указаны проектные марки по прочности на сжатие бетона и раствора, используемых для образования защитных слоев, прочность раствора, применяемого для заполнения каналов, а также принятая в проекте кубиковая прочность бетона при его обжатии (в том числе и повторном). В конструкциях из легкого бетона необходимо указать его объемный вес.

Данные по арматуре. Кроме проставленных в спецификации и выборке класса, вида и профиля арматуры, в необходимых случаях (для конструкций, работающих при низких температурах или рассчитываемых на выносливость) следует указывать марку стали, из которой арматура изготовляется; должен быть проставлен номер ГОСТа, а при его отсутствии— номер технических условий на данный вид арматуры; способы соединений и анкеровки арматуры и места анкеровки (в предварительно напряженных конструкциях все данные приводят отдельно для напрягаемой и ненапрягаемой арматур).

Общие требования. На чертежах должны быть указаны толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры, а также необходимость установки соответствующих диафрагм, подставок, шпилек и тому подобных приспособлений, обеспечивающих проектное положение арматуры; расстояния между стержнями арматуры в основных сечениях элементов.

На чертежах должна быть отмечена недопустимость передачи постоянной или временной нагрузки непосредственно на арматуру (путем подвески к ней опалубки, вспомогательного оборудования и т. п.), если эта нагрузка не учтена в расчете.

В случаях, когда необходимо выполнять антикоррозионную защиту от высоких температур, соответствующие мероприятия должны быть указаны на чертежах.

В необходимых случаях должны быть даны расчетные схемы конструкции или отдельного элемента и принятые нагрузки.

Кроме вышеперечисленного в чертежах предварительно напряженных конструкций должны быть указаны:

величина усилия натяжения (напряжения), последовательность натяжения пучков или стержней; условия и порядок отпуска натяжения арматуры;

Форма 14

и бетонные элементы по чертежам марок КЖ и АР

стали, кг									
	Проволока высокопрочная по ГОСТ 7348—55*	Проволока высокопрочная периодического профиля по ГОСТ 8480—63	Проволока холоднотянутая по ГОСТ 6727—53	Семипроволочные пряди по ЧМТУ ЦНИИЧМ 426-61	Закладные элементы				Итого
					А-I	А-II	А-III	Прокат Ст 3 ГОСТ 380—60*	

при повторном натяжении арматуры на отвердевший бетон — величина усилия повторного натяжения и время выдержки между первым и вторым натяжением; схема очередности навивки непрерывной арматуры и места крепления ее концов;

радиусы закругления напрягаемой арматуры криволинейного очертания, места перехода от одной кривизны к другой, а также конструкция и места расположения вспомогательных устройств, уменьшающих трение арматуры о стенки каналов и предохраняющих бетон от местного смятия;

места расположения отводов (тройников) для нагнетания раствора и последовательность заполнения каналов, а также требования о необходимости заполнения каналов и устройстве защитного слоя бетона сразу же после окончания натяжения всей арматуры, расположенной в каналах, выемках или на поверхности конструкций;

места обрезки напрягаемой арматуры и способы защиты от коррозии и высокой температуры при сварке этой арматуры, а также стальных анкерных устройств и закладных деталей, выступающих на поверхность конструкций; для конструкций с напрягаемой непрерывной арматурой, наматываемой на штыри или закладные детали, удаляемые из бетона, необходимо также указывать требование о заполнении выемок или гнезд бетоном или раствором.

В рабочих чертежах сборных и сборномонолитных конструкций или в пояснительной записке к ним, кроме данных, перечисленных выше, должны быть указаны:

наименьшие размеры опорных участков, степень (качество) их отделки и способы опирания; в необходимых случаях для предварительно напряженных элементов — требование обжатия бетона поперечной арматурой, устанавливаемой у конца элемента, до его обжатия продольной арматурой с целью отдаления появления трещин в концевых участках;

места для захвата элементов при подъеме и монтаже, места опирания при складировании и транспортировании;

требования по выполнению стыков и узлов (характер обработки стыкуемых поверхностей, способ сварки, тип или марка электрода, мероприятия

по антикоррозионной защите закладных деталей, соединительных деталей и связей, а также данные по обетонированию стыков и узлов); в необходимых случаях материал, конструкция и места расположения трубок или уплотнительных прокладок, изолирующих полости каналов от проникновения бетона или раствора, укладываемого в стык, а при выполнении стыка «насухо» — прокладок, предотвращающих вытекание раствора при инъецировании;

требование о нанесении заводом-изготовителем меток (рисок), необходимых для обеспечения качественной укрупнительной сборки конструкций, а для элементов с трудно различимым верхом или торцами — требования о нанесении надписи, обеспечивающей правильность положения таких элементов при их подъеме, транспортировании и укладке;

принципиальные указания о порядке и последовательности монтажа, а также мероприятия, обеспечивающие при монтаже прочность и общую устойчивость здания на всех стадиях возведения и эксплуатации;

для элементов, образцы которых согласно требованию ГОСТ 8829—66 или других нормативных документов испытывают до разрушения, должны указываться схемы испытания, величины контрольных нагрузок и контрольных прогибов, а для предварительно напряженных элементов — также величина контрольной нагрузки, соответствующая образованию трещин в бетоне;

для конструкций, монтаж которых может производиться в условиях воздействия температур минус 40° С и ниже,— требования о недопустимости подвергать конструкцию в процессе монтажа динамическим нагрузкам, а также статической нагрузке, превышающей 70% от нормативной.

Разработка чертежей железобетонных конструкций и заполнение форм спецификаций и выборок, в соответствии с приведенными выше рекомендациями, показаны в примерах проектирования (см. раздел II).

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Глава 10

ПОКРЫТИЯ

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ РЕБРИСТАЯ ПЛИТА РАЗМЕРОМ 3×12 *м* ДЛЯ ПОКРЫТИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ*

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать сборную железобетонную предварительно напряженную ребристую плиту покрытия размером 3 × × 12 *м* для отапливаемого многопролетного производственного здания с фонарем. Здание возводится в 1-ом районе снеговой нагрузки (нормативная снеговая нагрузка $p^{н} = 50$ *кг/м²*). Влажностный режим нормальный, среда неагрессивная.

Расчет производится для плиты, расположенной у фонаря.

Плиту изготовляют по поточно-агрегатной технологии с электротермическим способом натяжения арматуры. Натяжение отпускают при достижении бетоном 70% проектной прочности.

Плита изготавливается из бетона марки 400.

Полка плиты армируется сварной сеткой; поперечные ребра — плоскими сварными каркасами; продольные — плоскими сварными каркасами и предварительно напрягаемыми стержнями.

Предварительно напрягаемая арматура принята из термически упрочненной арматурной стали класса Ат-V по ГОСТ 10884—64. При этом по трещиностойкости продольные ребра плиты относятся к категории III.

Сварная сетка полки и каркасы продольных ребер выполняются из обыкновенной арматурной проволоки по ГОСТ 6727—53 класса В-I, сварные каркасы поперечных ребер — из той же проволоки и из стержневой арматуры периодического профиля по ГОСТ 5781—61 класса А-III.

Петли для подъема плиты выполняются из гладкой стержневой арматуры по ГОСТ 5781—61 класса А-I.

Определение нагрузок

Постоянная нагрузка на плиту складывается из веса водотеплоизоляционного ковра и собственного веса плиты.

Таблица 10.1. Постоянная нагрузка на 1 *м²* плиты

Элемент	Нормативная нагрузка, *кг/м²*	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка *кг/м²*
Рубероидный ковер	10	1,1	11
Асфальтовая стяжка ($\gamma = 1800$ *кг/м³*) 20 *мм*	36	1,2	43
Утеплитель — пенобетонные плиты ($\gamma = 500$ *кг/м³*) — 100 *мм*	50	1,2	60
Плита	158	1,1	174
Швы замоноличивания	17	1,1	19
Итого	271		307

* Расчет плиты выполнен инж. Э. М. Воловик.

Временной нагрузкой на плиту является снеговая нагрузка. Интенсивность снеговой нагрузки для плиты, расположенной под фонарем, определяется по формуле (см. табл. 22.16)

$$c = 1{,}5\left(1 + 0{,}6\frac{a}{b}\right),$$

где a — ширина фонаря;

$$b = \frac{L-a}{2};$$

L — пролет здания.

Для здания пролетом $L = 24$ *м* и ширине фонаря $a = 12$ *м*

$$b = \frac{24-12}{2} = 6\ м;$$

$$c = 1{,}5\left(1 + 0{,}6\frac{12}{6}\right) = 3{,}3.$$

При весе покрытия 150 *кг/м*² величина c принимается равной не более 2,5.

Принимаем $c = 2{,}5$.

Нормативная снеговая нагрузка

$$p_c^н = p^н c = 50 \cdot 2{,}5 = 125\ кг/м^2;$$

расчетная снеговая нагрузка

$$p = p_c^н n = 125 \cdot 1{,}4 = 175\ кг/м^2,$$

где коэффициент перегрузки $n = 1{,}4$.

Расчет по несущей способности

Расчету подлежат следующие конструктивные элементы ребристой плиты: полка, поперечные и продольные ребра.

ПОЛКА ПЛИТЫ

Полка представляет собой однорядную многопролетную плиту, обрамленную ребрами.

Средние пролеты полки рассматриваются как плита, защемленная по всему контуру, а крайние — как плита, защемленная по трем сторонам и свободно опертая на торцевое ребро.

Полка армируется одной сварной сеткой, укладываемой посередине ее толщины (рис. 10.1) так, чтобы снизу был обеспечен защитный слой 10 *мм* для арматуры. Защитный слой сверху полки (под утеплителем) допускается уменьшить на 1—2 *мм*.

Такая схема армирования создает одинаковую несущую способность по изгибающим моментам для пролетных и опорных сечений по контурам полей полки. Пролеты в свету и их соотношения:

для средних пролетов

$$l_1 = 141\ см; \quad l_2 = 271\ см; \quad \frac{l_2}{l_1} = \frac{271}{141} = 1{,}9;$$

для крайних пролетов

$$l_1 = 128{,}5\ см; \quad l_2 = 271\ см; \quad \frac{l_2}{l_1} = \frac{271}{128{,}5} = 2{,}1.$$

Расчетная постоянная нагрузка на 1 *м*² полки состоит из веса водотеплоизоляционного ковра и веса полки плиты.

$$g = 11 + 43 + 60 + 0{,}025 \cdot 2500 \cdot 1{,}1 = 183\ кг/м^2.$$

Общая нагрузка на 1 *м*² полки составляет

$$g + p = 183 + 175 = 358\ кг/м^2.$$

Действие сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом при отсутствии снеговой нагрузки не учитываем, так как такая схема загружения при данных размерах панели дает заведомо меньшие изгибающие моменты.

Расчет прочности полки плиты производим с учетом перераспределения усилий вследствие неупругих деформаций по формуле (9.8)

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = 2\overline{M}_1 + 2\overline{M}_2 + \overline{M}_I + \overline{M}'_I + \overline{M}_{II} + \overline{M}'_{II};$$

$\overline{M}_i$, l_1 и l_2 см. на рис. 10. 2.

При этом для средних пролетов полки величины изгибающих моментов следует уменьшать на 20%, для крайних и для вторых от края опор — на 10%.

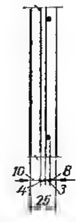


Рис. 10.1. Расположение арматуры в полке плиты.

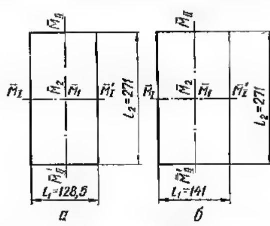


Рис. 10.2. Обозначения предельных моментов, действующих в полке плиты: *а* — в крайнем пролете; *б* — в среднем пролете.

Арматуру, приходящуюся на 1 *м* ширины полки в направлениях l_1 и l_2, обозначим соответственно f_{a1} и f_{a2}.

По табл. 9.2 находим:

для крайнего пролета $\frac{f_{a2}}{f_{a1}} = 0,35$;

для среднего пролета $\frac{f_{a2}}{f_{a1}} = 0,2$.

Задаемся диаметром арматуры:

$d_1 = 4$ *мм*; $d_2 = 3$ *мм* — соответственно в направлениях l_1 и l_2.

Рабочая высота сечения полки h_0 в соответствии с рис. 10.1:

$$h_{01} = 1,3\ см;\quad h_{02} = 0,95\ см;\quad h_{0I} = 1,2\ см;\quad h_{0II} = 1,55\ см.$$

Приняв плечо внутренней пары $z_i = 0,95\ h_{0i}$, имеем:

$$z_{01} = 1,24\ см;\quad z_{02} = 0,9\ см;\quad z_{0I} = 1,14\ см;\quad z_{0II} = 1,47\ см.$$

Определяем моменты M_i:

для крайнего пролета

$$\overline{M}_1 = R_a z_{01} l_2 f_{a1} = 3150 \cdot 0,0124 \cdot 2,71 f_{a1} = 106,0 f_{a1};$$

$$\overline{M}_2 = R_a z_{02} l_1 f_{a2} = 3150 \cdot 0,009 \cdot 1,285 \cdot 0,35 f_{a1} = 12,7 f_{a1};$$

$$\overline{M}_I = 0 \text{ (свободная опора)};$$

$$\overline{M}'_I = R_a z_{0I} l_2 f'_{a1} = 3150 \cdot 1,14 \cdot 2,71 f_{a1} = 97,3 f_{a1};$$

$$\overline{M}_{II} = \overline{M}'_{II} = R_a z_{0II} l_1 f_{aII} = 3150 \cdot 0,0147 \cdot 1,285 \cdot 0,35 f_{a1} = 20,75 f_{a1};$$

для среднего пролета

$$\overline{M}_1 = 3150 \cdot 0,0124 \cdot 2,71 f_{a1} = 106,0 f_{a1};$$

$$\overline{M}_2 = 3150 \cdot 0{,}009 \cdot 1{,}41 \cdot 0{,}2f_{a1} = 8{,}0f_{a1};$$

$$\overline{M}_I = \overline{M}'_I = 3150 \cdot 0{,}0114 \cdot 2{,}71f_{a1} = 97{,}3f_{a1};$$

$$\overline{M}_{II} = \overline{M}'_{II} = 3150 \cdot 0{,}0147 \cdot 1{,}41 \cdot 0{,}2f_{a1} = 13{,}08f_{a1}.$$

Определяем величины f_{a1} и f_{a2}:
для крайнего пролета

$$f_{a1} = 0{,}9\frac{358 \cdot 1{,}28^2 (3 \cdot 2{,}71 - 1{,}28)}{12\,(2 \cdot 106{,}0 + 2 \cdot 12{,}70 + 97{,}3 + 220{,}75)} = 0{,}802\ см^2;$$

$$f_{a2} = 0{,}35f_{a1} = 0{,}35 \cdot 0{,}802 = 0{,}28\ см^2;$$

для среднего пролета

$$f_{a1} = 0{,}8\frac{358 \cdot 1{,}41^2 (3 \cdot 2{,}71 - 1{,}41)}{12\,(2 \cdot 106{,}0 + 2 \cdot 8{,}0 + 2 \cdot 97{,}3 + 2 \cdot 13{,}08)} = 0{,}712\ см^2;$$

$$f_{a2} = 0{,}2f_{a1} = 0{,}2 \cdot 0{,}712 = 0{,}14\ см^2.$$

Принимаем армирование крайнего пролета:
$f_{a1} = 0{,}88\ см^2$ (7 ∅ 4, т. е. шаг стержней 150 *мм*);
$f_{a2} = 0{,}28\ см^2$ (4 ∅ 3, т. е. шаг стержней 250 *мм*).

Сетку конструируем так, чтобы шаг продольных стержней был кратным 100 *мм* (чередуем шаг 100 и 200 *мм*) для удобства изготовления сетки на сварочных аппаратах.

ПОПЕРЕЧНЫЕ РЕБРА

Армирование крайних и промежуточных поперечных ребер высотой 150 *мм* принимаем одинаковым, поэтому расчет производим только для более нагруженных промежуточных ребер.

Рис. 10.3. Расчетная схема поперечного ребра.

По конструктивным соображениям (без выполнения расчета) среднее ребро выполняется высотой 250 *мм* с удвоенным армированием с целью увеличения жесткости плиты.

Поперечное ребро рассчитывается как свободно лежащая балка.

Расчетные усилия в поперечных ребрах. Расчетная схема и схема нагрузки показаны на рис. 10.3. Величина расчетного пролета принята равной расстоянию между осями продольных ребер $l = 284\ см$.

Расчетная нагрузка на ребро состоит из нагрузки от полки плиты, собранной с ширины 1,5 *м*, и из веса поперечного ребра.

Вес 1 *м* поперечного ребра

$$g_p = \frac{0{,}04 + 0{,}09}{2} \cdot 0{,}125 \cdot 2500 \cdot 1{,}1 = 22{,}5\ кг/м.$$

Нагрузка от полки плиты

$$q_1 = (p + g) \cdot 1{,}5 = 358 \cdot 1{,}5 = 537\ кг/м.$$

Общая расчетная нагрузка на ребро

$$q = (q_1 + g_p) = 537 + 22{,}5 = 560\ кг/м.$$

Расчетный изгибающий момент в пролете

$$M_{макс} = \frac{ql^2}{8} - \frac{q_1a^2}{6} = \frac{560 \cdot 2{,}84^2}{8} - \frac{537 \cdot 0{,}75^2}{6} = 510\ кгм.$$

Расчетная поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2} - \frac{q_1a}{2} = \frac{560 \cdot 2{,}84}{2} - \frac{537 \cdot 0{,}75}{2} = 593\ кг.$$

Подбор сечения арматуры. Поперечное сечение ребра см. на рис. 10.8 (узел Г),

Ребро армируется одним плоским сварным каркасом, нижний продольный стержень которого принят из стали класса А-III, остальные — из холоднотянутой проволоки класса В-I.

Тавровое сечение ребра рассчитываем как прямоугольное с шириной, равной

$$b_п = b_р + 2 \cdot \frac{l}{6} = 9 + 2 \cdot \frac{284}{6} = 104 \ см.$$

Рабочая высота ребра $h_0 = 12{,}5$ *см*.

Расчет продольной арматуры производим по табл. 4.6:

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{51\,000}{210 \cdot 104 \cdot 12{,}5^2} = 0{,}015.$$

При $A_0 = 0{,}015$ находим $\alpha = 0{,}015$.

Площадь сечения арматуры

$$F_а = \frac{\alpha R_и b h_0}{R_а} = \frac{0{,}015 \cdot 210 \cdot 104 \cdot 12{,}5}{3400} = 1{,}21 \ см^2.$$

Процент армирования, отнесенный к полезной площади ребра,

$$\mu = \frac{1{,}21}{\frac{5+9}{2} \cdot 12{,}5} \cdot 100 = 1{,}4\%.$$

Принимаем 1 ∅ 14 А III; $F_а = 1{,}54$ *см*².

Производим проверку условия (4.32):

$$R_р b h_0 = 12{,}5 \cdot 5 \cdot 12{,}5 = 780 \ кг > Q = 593 \ кг,$$

где $b = 5$ *см* — наименьшая ширина ребра в пределах его рабочей высоты.

Следовательно, расчет по поперечной силе может не производиться. Диаметр и шаг поперечных стержней принимаем по конструктивным соображениям. Для улучшения анкеровки растянутой арматуры ребра на концах нижних стержней каркаса привариваются коротыши.

Армирование поперечных ребер см. на рис. 10.8.

ПРОДОЛЬНЫЕ РЕБРА

При расчете продольных ребер плита рассматривается как свободно лежащая балка П-образного сечения. Продольные ребра рассчитываются на действие равномерно распределенной постоянной и снеговой нагрузок.

Расчетные усилия в продольных ребрах. Расчетная схема и схема нагрузок показаны на рис. 10.4.

Рис. 10.4. Расчетная схема продольного ребра.

Величина расчетного пролета принята $l = 11{,}96 - 0{,}05 \cdot 2 = 11{,}86$ *м* из условия, что оси опор находятся на расстоянии 5 *см* от концов настила. Расчетная нагрузка на 1 *м* одного продольного ребра плиты:

постоянная

$$g = 307 \cdot 1{,}5 = 460 \ кг/м;$$

временная

$$p = 175 \cdot 1{,}5 = 263 \ кг/м.$$

Изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{(g+p)\,l^2}{8} = \frac{(460 + 263) \cdot 11{,}86^2}{8} = 12\,650 \ кгм.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{(g+p)\,l}{2} = \frac{(460 + 263) \cdot 11{,}86}{2} = 4290 \ кг.$$

Подбор сечений арматуры. Рассчитываем сечение ребра как прямоугольное шириной $b_п=147$ *см* в предположении, что высота сжатой зоны $x < h_п$, где $h_п$ — толщина полки, равная 2,5 *см*.

Рабочая высота сечения при наличии одного напрягаемого стержня $h_0 = 45 - 4 = 41$ *см*.

Расчет продольной арматуры производим по табл. 4 6.

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{1\,265\,000}{210 \cdot 147 \cdot 41^2} = 0{,}0244.$$

При $A_0 = 0{,}0244$ находим $\alpha = 0{,}0244$.

Площадь сечения арматуры

$$F_а = \frac{\alpha R_и b h_0}{m_а R_а} = \frac{0{,}0244 \cdot 210 \cdot 147 \cdot 41}{1{,}1 \cdot 6400} = 4{,}4 \; см^2.$$

При этом расчетное сопротивление арматуры принято увеличенным с учетом коэффициента условий работы $m_а = 1{,}1$, так как $\alpha < 0{,}1$.

Процент армирования, отнесенный к полезной площади продольного ребра

$$\mu = \frac{4{,}40 \cdot 100}{\frac{8{,}5 + 10{,}5}{2} \cdot 41} = 1{,}13\%.$$

Принимаем 1 ⌀ 25 Ат-V ($F_а = 4{,}91$ *см*²).

Проверяем соблюдение условия (4.32):

$$R_р b h_0 = 12{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 41 = 4360 \; кг > Q = 4290 \; кг.$$

Так как условие (4.32) удовлетворено, расчет поперечной арматуры не производится. Диаметр и шаг поперечных стержней приняты по конструктивным соображениям. Армирование продольных ребер показано на рис. 10.8.

Для обеспечения анкеровки растянутых стержней на опорных участках продольных ребер устанавливаются V-образные сетки С-2.

Для сохранения защитного слоя для напрягаемых стержней по длине зоны анкеровки таким же, как по всей длине, на опорных участках продольных ребер устанавливаются сварные опорные детали, надежно заанкеренные в бетоне ребер.

Концы напрягаемых стержней привариваются к торцовым стенкам закладных деталей (конструктивно, без учета этой сварки для анкеровки стержней).

Для улучшения связи продольных и торцовых ребер плиты предусматриваются угловые сетки С-3.

Для обеспечения прочности опорных участков продольных ребер при отпуске натяжения, а также усиления опорной части ребра, воспринимающей неучитываемые расчетом крутящие моменты и усилия от горизонтальных нагрузок, устраиваются вуты, форма и размеры которых проверены экспериментально для серии 1.465-3.

Расчет по деформациям

Расчет плиты по деформациям заключается в определении прогиба продольного ребра от нормативной нагрузки. Ребро рассматривается как свободно лежащая балка таврового сечения под воздействием длительно действующей постоянной и кратковременно действующей снеговой нагрузок. Учитывается также длительно действующее предварительное обжатие.

Модуль упругости бетона марки 400 $E_б = 0{,}35 \cdot 10^6$ *кг/см*².

Модуль упругости арматуры класса Ат-V $E_а = 1{,}9 \cdot 10^6$ *кг/см*².

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{1{,}9 \cdot 10^6}{0{,}35 \cdot 10^6} = 5{,}43.$$

Нормативная длительно действующая нагрузка на 1 *м* продольного ребра $q^н = 271 \cdot 1{,}5 = 407$ *кг/м*.

Нормативная кратковременно действующая нагрузка на 1 *м* продольного ребра

$$p^н = 125 \cdot 1{,}5 = 188 \ кг/м.$$

Определение геометрических характеристик приведенного сечения продольного ребра (рис. 10.5).

Приведенная площадь сечения

$$F_п = F + nF_н = 147 \cdot 2{,}5 + 6{,}5 \times$$
$$\times 42{,}5 + 0{,}5 \cdot 5 \cdot 42{,}5 + 2 \cdot 24 + 5{,}43 \cdot 4{,}91 =$$
$$= 368 + 276 + 106 + 48 + 27 = 825 \ см^2.$$

При этом площадь сечения арматуры полки плиты не учитываем ввиду ее малой величины.

Приведенный статический момент сечения

$$S_п = S + nS_н = 368 \cdot 43{,}75 +$$
$$+ 276 \cdot 21{,}25 + 106 \cdot 28{,}3 + 48 \cdot 12 +$$
$$+ 27 \cdot 5{,}43 = 25\,692 \ см^3.$$

Рис. 10.5. Геометрические размеры и армирование продольного ребра.

Центр тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S_п}{F_п} = \frac{25\,692}{825} = 31{,}1 \ см.$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения

$$e_0 = y - a_н = 31{,}1 - 3{,}75 = 27{,}35 \ см.$$

(Величина $a_в$ уточнена после подбора сечения напрягаемого стержня).

Приведенный момент инерции сечения

$$I_н = I + nI_н = \frac{147 \cdot 2{,}5^3}{12} + 368 \cdot 12{,}65^2 + \frac{6{,}5 \cdot 42{,}5^3}{12} + 276 \cdot 9{,}85^2 +$$
$$+ \frac{5 \cdot 42{,}5^3}{36} + 106 \cdot 2{,}76^2 + \frac{2 \cdot 24^3}{12} + 48 \cdot 19{,}1^2 + 5{,}43 \cdot 4{,}91 \cdot 27{,}35^2 =$$
$$= 178\,650 \ см^4.$$

Определение усилий предварительного обжатия. В соответствии с рекомендациями НИИЖБ для серии 1.465—3 при применении электротермического способа натяжения величину предварительного напряжения для арматуры класса Ат-V следует принимать не более 6500 *кг/см*².

При этом в качестве анкерующих устройств для напрягаемых стержней могут применяться приваренные к стержню коротыши и анкеры типа «обжатая обойма». Устройство высаженных горячим способом головок при $\sigma_0 = 6500$ *кг/см*² не допускается.

Величину предельного отклонения предварительного напряжения при электротермическом натяжении определяем по табл. 5.2. При длине арматуры $l = 12$ *м*, $\Delta\sigma_0 = 630$ *кг/см*².

Величину предварительного напряжения с учетом предельного отклонения принимаем равной $\sigma_0 = 6500 - 630 = 5870$ *кг/см*².

Определяем первые потери предварительного напряжения арматуры, происходящие до окончания обжатия бетона. Первые потери напряжений при принятой технологии изготовления состоят только из потерь от релаксации напряжений в арматуре. Потери от температурного перепада при пропаривании равны нулю, так как при пропаривании элемента в форме происходит перемещение упоров формы.

При $\sigma_0 = 5870 > 0{,}7R_a^н = 0{,}7 \cdot 8000 = 5600$ *кг/см²* потери от релаксации напряжений в арматуре принимаются равными

$$\sigma_п = 0{,}03\ \sigma_0 = 0{,}03 \cdot 5870 = 175\ кг/см^2.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $\sigma_{п1} = 175$ *кг/см²*

$$N_{01} = (\sigma_0 - \sigma_{п1})\, F_н = (5870 - 175)\, 4{,}91 = 28\,000\ кг.$$

Определяем вторые потери предварительного напряжения арматуры, происходящие после окончания обжатия бетона. Вторые потери напряжений в данном случае происходят от усадки и ползучести бетона.

Потери от усадки при натяжении арматуры на упоры принимаем согласно п.1 табл. 5.5:

$$\sigma_п = 400\ кг/см^2.$$

Потери от ползучести бетона определяем согласно п.2 табл. 5.5 по формуле

$$\sigma_п = \frac{k_1 k_2 E_a R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0{,}5\right)\right]$$

при $k_1 = 1$; $k_2 = 0{,}8$; $n = \frac{E_a}{E_б} = 5{,}43$ и $\frac{R}{R_0} = \frac{1}{0{,}7}$.

Напряжения в бетоне $\sigma_б$ на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от усилия предварительного обжатия с учетом влияния собственного веса плиты определяем по формуле

$$\sigma_б = \frac{N_{01}}{F_п} + \frac{N_{01} e_{01}}{I_п} y - \frac{M_{с.в}}{I_п} y.$$

Момент от собственного веса в середине пролета плиты равен

$$M_{с.в} = \frac{g_{с.в} l^2}{8} = \frac{158 \cdot 1{,}5 \cdot 11{,}86^2}{8} = 4160\ кг \cdot м.$$

$$\sigma_б = \frac{28\,000}{825} + \frac{28\,000 \cdot 27{,}35}{178\,650} \cdot 31{,}1 - \frac{416\,000}{178\,650} \cdot 31{,}1 = 34 + 133 - 72 =$$

$$= 95\ кг/см^2 < 0{,}5R_0 = 0{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 400 = 140\ кг/см^2.$$

Следовательно, в формуле для определения потерь от ползучести бетона величины, стоящие в круглых скобках, принимаются равными нулю (см. п.2 табл. 5.5).

Потери от ползучести бетона

$$\sigma_п = \frac{1 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}43 \cdot 1}{0{,}7} \cdot 95 = 585\ кг/см^2.$$

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 175 + 400 + 585 = 1160\ кг/см^2.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь

$$N_{02} = (\sigma_0 - \sigma_{п1} - \sigma_{п2})\, F_н = (5870 - 1160) \cdot 4{,}91 = 23\,000\ кг.$$

Проверка трещиностойкости плиты. Определяем изгибающий момент в середине пролета плиты от нормативной нагрузки

$$M^н = \frac{(g^н + p^н)\, l^2}{8} = \frac{(407 + 188) \cdot 11{,}86^2}{8} = 10\,450\ кг \cdot м.$$

Определяем момент трещинообразования по формуле

$$M_т = R_р^н W_т + m_т N_0 (e_0 + r_я),$$

для чего предварительно вычисляем $W_т$, $m_т$ и $r_я$.

$$W_0 = \frac{I_п}{y} = \frac{178\,650}{31{,}1} = 5750\ см^3.$$

По табл. 5.17 для таврового сечения с полкой в сжатой зоне находим $\gamma = 1{,}75$.

$$W_т = \gamma W_0 = 1{,}75 \cdot 5750 = 10\,100\ см^3.$$

Значение коэффициента точности предварительного напряжения арматуры $m_т$ при электротермическом натяжении для расчета по образованию трещин от действия внешних нагрузок определяем согласно табл. 5.3 по формуле

$$m_т = 1 - k = 1 - 0{,}55\frac{\Delta\sigma_0}{\sigma_0}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) = 1 - 0{,}55\frac{630}{5870}\cdot\left(1 + \frac{1}{\sqrt{1}}\right) = 0{,}88.$$

$$r_я = \frac{W_0}{F_п} = \frac{5750}{825} = 7{,}0\ см.$$

$$M_т = 25 \cdot 10\,100 + 0{,}88 \cdot 23000\,(27{,}35 + 7{,}0) = 945\,000\ кг\cdot см < M^н = 1\,045\,000\ кг\cdot см.$$

Так как при действии нормативных нагрузок в средней части пролета плиты образуются трещины, то прогиб ее определяем по формуле (5.108) как для элемента с трещинами, но с учетом отсутствия трещины на участках пролета с небольшими изгибающими моментами.

Для этого необходимо предварительно определить кривизну в середине пролета плиты по формуле

$$\frac{1}{\rho_c} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3}.$$

Кривизны $\frac{1}{\rho_1}$, $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ последовательно определяем по алгоритму, приведенному в табл. 5.20.

Определение кривизны $\frac{1}{\rho_1}$ в середине пролета плиты от кратковременного действия всей нагрузки. Заменяющий момент определяем по формуле (5.107), учитывая, что в нашем случае $e_x = 0$,

$$M_з = M + N_0 e_x = 10{,}45 + 0 = 10{,}45\ т\cdot м.$$

$$\mu n = \frac{F_а}{bh_0}n + \frac{F_н}{bh_0}n = 0 + \frac{4{,}91}{9{,}5\cdot 41}\cdot 5{,}43 = 0{,}068.$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п + \frac{n}{\nu}F_а + \frac{n}{\nu}F'_н}{bh_0} = \frac{(147 - 9{,}5)\cdot 2{,}5 + \frac{5{,}05}{0{,}45}\cdot 10\cdot 0{,}126 + 0}{9{,}5\cdot 41} = 0{,}92.$$

В качестве сжатой арматуры $F'_а$ учтена арматура сетки 10 ⌀ 4В1 ($F'_а = 10\cdot 0{,}126\ см^2$). При этом $n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{1{,}8\cdot 10^6}{0{,}35\cdot 10^6} = 5{,}05$ и $\nu = 0{,}45$.

$$L = \frac{M_з}{R^н_н b h_0^2} = \frac{1\,045\,000}{350\cdot 9{,}5\cdot 41^2} = 0{,}188.$$

Так как $b'_п = b$, принимаем $r = h'_п$ и переходим к п.6.

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h'_п}{2h_0}\right) = 0{,}92\left(1 - \frac{2{,}5}{2\cdot 41}\right) = 0{,}89.$$

$$k_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(0{,}188 + 0{,}89)}{10\cdot 0{,}068}} = 0{,}09.$$

$$e_1 = \left|\frac{M_з}{N_0}\right| = \frac{1\,045\,000}{23\,000} = 45{,}5\ см.$$

$$k_2 = \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\cdot\frac{e_1}{h_0} - 5} = \frac{1{,}5 + 0{,}92}{11{,}5\cdot\frac{45{,}5}{41} - 5} = 0{,}31 < 1.$$

Переходим к п.11.

$$\xi = k_1 + k_2 = 0{,}09 + 0{,}31 = 0{,}40 < 1.$$

Переходим к п.14.

$$\xi = 0{,}40 > \frac{h'_п}{h_0} = \frac{2{,}5}{41} = 0{,}06.$$

Переходим к п.16.

$$\xi = 0{,}40 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 1{,}25}{41} = 0{,}06.$$

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{h'_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 41\left[1 - \frac{0{,}061 \cdot 0{,}92 + 0{,}40^2}{2(0{,}92 + 0{,}40)}\right] = 37{,}6 \text{ см.}$$

Переходим к п.20, так как значение $W_т$ вычислено ранее.

$$m = \frac{R_р^н W_т}{M_з - M_{об}^я} = \frac{25 \cdot 10\,100}{1\,045\,000 - 0{,}88 \cdot 23\,000\,(27{,}35 + 7{,}0)} = 0{,}72 < 1.$$

Переходим к п.33.

$$\psi_а = 1{,}3 - sm - \frac{1 - m}{6 - 4{,}5m} = 1{,}3 - 1{,}1 \cdot 0{,}72 - \frac{1 - 0{,}72}{6 - 4{,}5 \cdot 0{,}72} = 0{,}41 < 1.$$

Переходим к п.35.

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M_з}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_а}{E_а F_а + E_а F_н} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_б \nu}\right] - \frac{N_0}{h_0} \cdot \frac{\psi_а}{E_а F_а + E_а F_н} =$$

$$= \frac{1\,045\,000}{41 \cdot 37{,}6} \cdot \left[\frac{0{,}41}{0 + 1{,}9 \cdot 10^6 \cdot 4{,}91} + \frac{0{,}9}{(0{,}92 + 0{,}40)\, 9{,}5 \cdot 41 \cdot 0{,}35 \cdot 10^6 \cdot 0{,}45}\right] -$$

$$- \frac{23\,000}{41} \cdot \frac{0{,}41}{0 + 1{,}9 \cdot 10^6 \cdot 4{,}91} = 1{,}29 \cdot 10^{-5} \frac{1}{см}.$$

Определение начальной (кратковременной) кривизны $\frac{1}{\rho_2}$ от длительно действующей части нагрузки. Заменяющий момент определяем по формуле (5.107) при

$$g^н = 271 \quad 1{,}5 = 407 \text{ кг/м} \quad и \quad e_x = 0$$

$$M_з = M + N_0 e_x = \frac{407 \cdot 11{,}86^2}{8} + 0 = 7130 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Далее определяем кривизну $\frac{1}{\rho_2}$ по алгоритму, приведенному в табл. 5.20 с использованием готовых результатов, полученных при определении кривизны $\frac{1}{\rho_1}$.

По п 3

$$L = \frac{M_з}{R_и^п b h_0} = \frac{713\,000}{350 \cdot 9{,}5 \cdot 41^2} = 0{,}128.$$

Далее продолжаем с п.7.

$$k_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\,\mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(0{,}128 + 0{,}89)}{10 \cdot 0{,}068}} = 0{,}1.$$

$$e_1 = \left|\frac{M_з}{N_0}\right| = \frac{713\,000}{23\,000} = 31 \text{ см}.$$

$$k_2 = \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5 \cdot \frac{e_1}{h_0} - 5} = \frac{1{,}5 + 0{,}92}{11{,}5 \cdot \frac{31}{41} - 5} = 0{,}65.$$

$$\xi = k_1 + k_2 = 0{,}1 + 0{,}65 = 0{,}75.$$

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{h'_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 41\left[1 - \frac{\frac{2{,}5}{41}\cdot 0{,}92 + 0{,}75^2}{2(0{,}92 + 0{,}75)}\right] = 33{,}4\ см.$$

$$m = \frac{R_р^{н}W_т}{M_з - M_{об}^{н}} = \frac{25 \cdot 10\,100}{713\,000 - 0{,}88 \cdot 23\,000\,(27{,}35 + 7{,}0)} > 1.$$

Принимаем $m = 1$.
Переходим к п.33.

$$\psi_а = 1{,}3 - sm - \frac{1 - m}{6 - 4{,}5m} = 1{,}3 - 1{,}1 \cdot 1 - 0 = 0{,}2.$$

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{M_з}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_а}{E_аF_а + E_аF_н} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\,bh_0E_б\nu}\right] - \frac{N_0}{h_0}\cdot\frac{\psi_а}{E_аF_а + E_аF_н} =$$

$$= \frac{713\,000}{41 \cdot 33{,}4}\left[\frac{0{,}2}{0 + 1{,}9 \cdot 10^6 \cdot 4{,}91} + \frac{0{,}9}{(0{,}92 + 0{,}75)\cdot 9{,}5 \cdot 41 \cdot 0{,}35 \cdot 10^6 \cdot 0{,}45}\right] -$$

$$- \frac{23\,000}{41}\cdot\frac{0{,}2}{0 + 1{,}9 \cdot 10^6\ 4{,}91} = 0{,}17 \cdot 10^{-5}\frac{1}{см}.$$

Определение полной кривизны $\frac{1}{\rho_3}$ от длительно действующей части нагрузки. При длительном действии нагрузки $s = 0{,}8$ и $\nu = 0{,}15$.

Начинаем с п.33 табл. 5.20, так как результаты всех предыдущих вычислений остаются такими же, как при определении кривизны $\frac{1}{\rho_2}$:

$$\psi_а = 1{,}3 - 0{,}8 \cdot 1 - 0 = 0{,}5.$$

$$\frac{1}{\rho_3} = \frac{713\,000}{41 \cdot 33{,}4}\left[\frac{0{,}5}{0 + 1{,}9 \cdot 10^6 \cdot 4{,}91} + \frac{0{,}9}{(0{,}92 + 0{,}75)\,9{,}5 \cdot 41 \cdot 0{,}35 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15}\right] -$$

$$- \frac{23\,000}{41}\cdot\frac{0{,}5}{0 + 1{,}9 \cdot 10^6 \cdot 4{,}91} = 0{,}62 \cdot 10^{-5}\frac{1}{см}.$$

Кривизна $\frac{1}{\rho_с}$ в середине пролета от всей нагрузки. $\frac{1}{\rho_с} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} = (1{,}29 - 0{,}17 + 0{,}62)\cdot 10^{-5} = 1{,}74 \cdot 10^{-5}\frac{1}{см}$. Определяем кривизну в середине пролета плиты $\frac{1}{\rho_{с.у}}$ как для сплошного упругого тела с учетом длительного действия постоянной нагрузки ($c = 2$).

Предварительно определяем величину кратковременной жесткости $B_к$ как для элемента без трещины по формуле (4.131):

$$B_к = 0{,}85\,E_бI_п = 0{,}85 \cdot 0{,}35 \cdot 10^6 \cdot 178\,650 = 53 \cdot 10^9\ кг\cdot см.$$

$$\frac{1}{\rho_{с.у}} = \frac{M_к + M_{дл}c}{B_к} = \frac{(10{,}45 - 7{,}13 + 7{,}13 \cdot 2)\,10^5}{53 \cdot 10^9} = 3{,}31 \cdot 10^{-5}\frac{1}{см}.$$

Определяем кривизну в середине пролета плиты $\frac{1}{\rho_в}$ как для сплошного упругого тела от длительного действия предварительного сжатия

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_0e_0c}{B_к} = \frac{23\,000 \cdot 27{,}35 \cdot 2}{53 \cdot 10^9} = 2{,}36 \cdot 10^{-5}\frac{1}{см}.$$

По отношению $\frac{M_т}{M^н} = \frac{9{,}45}{10{,}45} = 0{,}90$, по табл. 5.21 находим:

$$m_1 = 0{,}064; \quad m_2 = 0{,}042; \quad m_3 = 0{,}085.$$

Полный прогиб плиты по формуле (5.108) равен

$$f = \left(m_1 \frac{1}{\rho_c} + m_2 \frac{1}{\rho_{c.y}} - m_3 \frac{1}{\rho_в}\right) l^2 = (0{,}064 \cdot 1{,}74 + 0{,}042 \cdot 3{,}31 -$$

$$- 0{,}085 \cdot 2{,}36) \cdot 10^{-5} \cdot 11{,}86^2 \cdot 10^4 = 0{,}76 \text{ см}.$$

Прогиб плиты в долях пролета

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}76}{1186} = \frac{1}{1560} < \frac{1}{300}.$$

Таким образом, прогиб плиты меньше допустимого (см. табл. 2.1).

Расчет по раскрытию трещин

Определяем ширину раскрытия трещин от нормативной внешней нагрузки с учетом длительно действующей части нагрузки по формуле (4.155)

$$a_т = a_{т1} - a_{т2} + a_{т3}.$$

Определение отдельных слагаемых ширины раскрытия трещин производим по алгоритму, приведенному в табл. 5.23.

Определяем $a_{т1}$.

Из вычислений, выполненных ранее для кратковременного действия полной нагрузки, известно, что $n = 5{,}43$; $z_1 = 37{,}6$ *см*; $W_т = 10\,100$ *см*^{3}; $\psi_a = 0{,}41$. Поэтому расчет по табл. 5.23 начинаем с п.3.

$$k_1 = \frac{W_т}{(F_a + F_н) z_1 n} - 2 = \frac{10\,100}{(0 + 4{,}91)\,37{,}6 \cdot 5{,}43} - 2 = 8{,}1.$$

$$u_a = \frac{F_a + F_н}{S} = \frac{0 + 4{,}91}{3{,}14 \cdot 2{,}5} = 0{,}63 \text{ см}.$$

$$l_т = k_1 n u \eta = 8{,}1 \cdot 5{,}43 \cdot 0{,}63 \cdot 0{,}7 = 19{,}4 \text{ см},$$

где $\eta = 0{,}7$ (для стержней периодического профиля);

$$\sigma_{a1} = \frac{M + N_0 (e_x - z_1)}{(F_a + F_н) z_1} = \frac{1\,045\,000 + 0{,}88 \cdot 23\,000\,(0 - 37{,}6)}{(0 + 4{,}91) \cdot 37{,}6} = 1550 \text{ кг/см}^2.$$

При определении σ_a учтено снижение предварительного напряжения за счет $m_т = 0{,}88$.

$$a_{т1} = \psi_a \frac{\sigma_{a1}}{E_a} l_т = 0{,}41 \cdot \frac{1550}{1{,}9 \cdot 10^6} \cdot 19{,}4 = 0{,}0065 \text{ см}.$$

Определяем $a_{т2}$.

Из вычислений, выполненных ранее для длительно действующей нагрузки, известно, что

$$z_1 = 38{,}3 \text{ см}; \quad \psi_a = 0{,}2.$$

Так как расстояние между трещинами сохраняется таким же, как и при определении $a_{т1}$, то, расчет по табл. 5.23 начинаем с п.7.

$$\sigma_{a2} = \frac{M + N_0 (e_x - z_1)}{(F_a + F_н) z_1} = \frac{713\,000 + 0{,}88 \cdot 23\,000\,(0 - 38{,}3)}{(0 + 4{,}91) \cdot 38{,}3} < 0.$$

Следовательно, $a_{т2} = 0$.

Определяем $a_{т3}$.

Так как $\sigma_{a3} = \sigma_{a2}$, то, следовательно, и $a_{т3} = 0$.

Таким образом, полная ширина раскрытия трещины равна ширине раскрытия трещины от кратковременного действия всей нагрузки.

$$a_т = a_{т1} = 0{,}065 \text{ мм} < 0{,}3 \text{ мм}$$

и не превышает допустимой величины.

Расчет плиты в стадии изготовления, хранения, транспортирования и монтажа

Изготовление, хранение, транспортирование и монтаж плиты предусмотрены в условиях, которые, как будет показано ниже, не требуют дополнительного армирования по сравнению с условиями работы плиты в стадии эксплуатации.

Снимают плиту с формы и поднимают ее во время монтажа с помощью петель, установленных в продольных ребрах на расстоянии 0,8 *м* от торцов.

Для хранения и транспотирования плиты укладываются в горизонтальном положении на подкладки, располагаемые не далее 0,5 *м* от торцов. Поскольку нагрузка на продольное ребро от собственного веса плиты с учетом коэффициента динамичности 1,5 меньше расчетной нагрузки в стадии эксплуатации $(158 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 356 < 725$ *кг/м*), прочность и трещиностойкость нижней зоны продольных ребер в этих условиях обеспечена.

Рис. 10.6. Расчетная схема плиты в условиях монтажа.

Требуется только проверить прочность и трещиностойкость верхней зоны плиты в месте расположения монтажных петель, где возникают растягивающие усилия от обжатия нижней зоны плиты предварительно напряженной арматурой и от изгибающего момента под воздействием собственного веса плиты. Расчетная схема плиты показана на рис. 10.6.

Сопротивление бетона в рассматриваемой стадии работы плиты принимаем исходя из достижения бетоном 70% проектной прочности:

$$R_0 = 0,7 \cdot 400 = 280 \text{ кг/см}^2; \quad R_и = 148 \text{ кг/см}^2; \quad R_т = 13,6 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_и^в = 242 \text{ кг/см}^2; \quad R_р^н = 19,8 \text{ кг/см}^2.$$

При этом при проверке прочности в стадии обжатия бетона следует сопротивление бетона сжатию $R_и$ умножить на коэффициент $m_б = 1,2$.

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ

Проверяется прочность нормальной к продольной оси ребра сечения на внецентренное сжатие под воздействием внецентренно проложенного усилия в напрягаемой арматуре N_0 и изгибающего момента от собственного веса плиты $M_{с.в}$.

Усилие N_0 определяется с учетом проявления потерь напряжений, происходящих до окончания обжатия бетона $\sigma_{п1}$ и снижения предварительного напряжения в арматуре при доведении бетона сжатой зоны до предельного состояния на величину $\sigma_п = 3000$ *кг/см²*.

$$N_0 = (\sigma_0 - \sigma_{п1} - \sigma_п) F_н = (5870 - 175 - 3000)\, 4,91 = 13\,200 \text{ кг},$$

а также с учетом $m_т$ при неблагоприятном влиянии повышения предварительного напряжения согласно табл. 5.3 по формуле

$$m_т = 1 + k = 1 + 0,55 \frac{\Delta\sigma_0}{\sigma_0}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) = 1 + 0,55 \frac{630}{5870} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{1}}\right) = 1,12.$$

Принимаем $m_т = 1,12$.

Определяем изгибающий момент в сечении ребра от собственного веса плиты с учетом динамического коэффициента 1,5, но без учета коэффициента перегрузки.

$$M_{с.в} = \frac{158 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,8^2}{2} = 114 \text{ кг·м}.$$

Арматура $F_а'$ в верхней растянутой зоне ребра (см. рис. 10.7) состоит из продольных стержней сетки, расположенных на половине ширины плиты — 10 ⌀ 4 В I и верхних стержней каркаса 1 ⌀ 5В1 и 1 ⌀ 10 АIII.

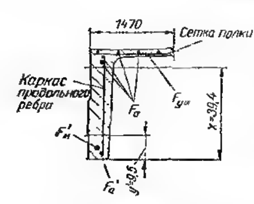


Рис. 10.7. Схема поперечного сечения продольного ребра при расчете трещиностойкости.

Арматура F_a в нижней сжатой зоне ребра состоит из нижнего стержня каркаса 1 Ø 5В I.

Предельное усилие. воспринимаемое верхней арматурой ребра,

$$[N_a] = (1{,}26 + 0{,}196)\,3150 + 0{,}785 \cdot 3400 = 7270 \ кг.$$

Положение центра тяжести верхней арматуры

$$a_a = \frac{1{,}26 \cdot 1{,}0 + 0{,}196 \cdot 2{,}0 + 0{,}785 \cdot 5{,}0}{1{,}26 + 0{,}196 + 0{,}785} \approx 2{,}0 \ см.$$

Рабочая высота сечения $h_0 = 43{,}0$ *см*.

Определяем величину A_0 с учетом арматуры F'_a

$$A_0 = \frac{m_1 N_0 (h_0 - a_н) + M_{с.в} - R_{а.с} F'_a (h_0 - a_a)}{m_б R_и b h_0^2} =$$

$$= \frac{1{,}1 \cdot 13\,200\,(43 - 4) + 11\,400 - 3150 \cdot 0{,}196\,(43 - 2)}{1{,}2 \cdot 148 \cdot 8{,}5 \cdot 43^2} = 0{,}2 < 0{,}4.$$

Следовательно, прочность сжатой зоны бетона достаточна.

По табл. 4.6 при $A_0 = 0{,}2$ находим $\alpha = 0{,}23$. Определяем усилие N_a, передаваемое на растянутую арматуру

$$N_a = \alpha m_б R_и b h_0 + R_{а.с} F'_a - m_т N_0 = 0{,}23 \cdot 1{,}2 \cdot 148 \cdot 8{,}5 \cdot 43 + 3150 \cdot 0{,}196 - 1{,}1 \cdot 3200 = 1120 < [N_a] = 7270 \ кг.$$

Следовательно, прочность растянутой зоны вполне достаточна.

ПРОВЕРКА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

Проверяется трещиностойкость растянутой зоны того же сечения, которое проверялось по прочности.

Усилие в напрягаемой арматуре N_0 определяется в данном случае с учетом только потерь напряжений $\sigma_{пl}$ и $m_т = 1{,}1$:

$$N_0 = m_т (\sigma_0 - \sigma_{пl}) F_н = 1{,}1\,(5870 - 175) \cdot 4{,}91 = 30\,800 \ кг.$$

Изгибающий момент в сечении определяем от собственного веса плиты без учета коэффициента динамичности

$$M_{с.в} = \frac{158 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}8^2}{2} = 76{,}5 \ кг \cdot м.$$

Проверяем выполнение условия (5.60)

$$N + N_0 = 0 + 30\,800 > \frac{R_и b h_0}{2} - R_т F_н = \frac{148 \cdot 0{,}5\,(8{,}5 + 10{,}5) \cdot 45}{2} - 13{,}6 \cdot 825 = 20\,400 \ кг.$$

Так как условие (5.60) не соблюдается, то расчет производим с учетом неупругих деформаций в сжатой зоне из условия (5.79)

$$M_в \leqslant M_{т.с}.$$

Для этого предварительно вычисляем (см. рис. 10.7):

$$F_{а} = 1{,}26 + 0{,}196 + 0{,}785 = 2{,}24\ см^2; \quad F'_{а} = 0{,}196\ см^2;$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{0{,}35 \cdot 10^6} = 5{,}1; \quad F'_{н} = 4{,}91\ см^2;$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{1{,}9 \cdot 10^6}{0{,}35 \cdot 10^6} = 5{,}4;$$

по формуле (5.87)

$$\psi = \frac{N - N_0 - R_и(F_{св} + nF'_{а} + nF'_{н}) + R_т(F_{уш} + 2nF_а + 2nF_н)}{R_иbh} =$$

$$= \frac{0 + 30\,800 - 148(0 + 5{,}1 \cdot 0{,}196 + 5{,}4 \cdot 4{,}91) + 13{,}6(137 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot 5{,}9 \cdot 2{,}24 + 0)}{148 \cdot 9{,}5 \cdot 45} = 0{,}49;$$

по формуле (5.83)

$$\nu_1 = \frac{6(1-\psi)}{\psi + 3{,}1} = \frac{6(1 - 0{,}49)}{0{,}49 + 3{,}1} = 0{,}855;$$

по формуле (5.84)

$$x = \frac{\psi + 3{,}1}{4{,}1}h = \frac{0{,}49 + 3{,}1}{4{,}1} \cdot 45 = 39{,}4\ см;$$

по формуле (5.89)

$$\gamma = \frac{1}{3} \cdot \frac{\nu_1^2 - 3\nu_1 + 3}{2 - \nu_1} = \frac{1}{3} \cdot \frac{0{,}855^2 - 3 \cdot 0{,}855 + 3}{2 - 0{,}855} = 0{,}242;$$

по формуле (5.88)

$$y' = \gamma x = 0{,}242 \cdot 39{,}4 = 9{,}5\ см.$$

Определяем статические моменты площади сечения бетона $S_р$ и арматуры $S_а$ растянутой зоны относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне:

$$S_р = F_{уш}\left(h - y' - \frac{h_п}{2}\right) + b(h - x)\left(h - y' - \frac{h - x}{2}\right) =$$

$$= 137 \cdot 2{,}5\left(45 - 9{,}5 - \frac{2{,}5}{2}\right) + 9{,}5(45 - 39{,}4)\left(45 - 9{,}5 - \frac{45 - 39{,}4}{2}\right) =$$

$$= 13\,250\ см^3;$$

$$S_а = F_а(h - y' - a_н) = 2{,}24(45 - 9{,}5 - 2{,}0) = 75\ см^3.$$

Определяем момент сопротивления приведенного сечения для растянутой грани с учетом неупругих деформаций растянутого и сжатого бетона.

$$W_{т.с} = S_р + 2nS_а = 13\,250 + 2 \cdot 5{,}1 \cdot 7{,}5 = 14\,100\ см^3.$$

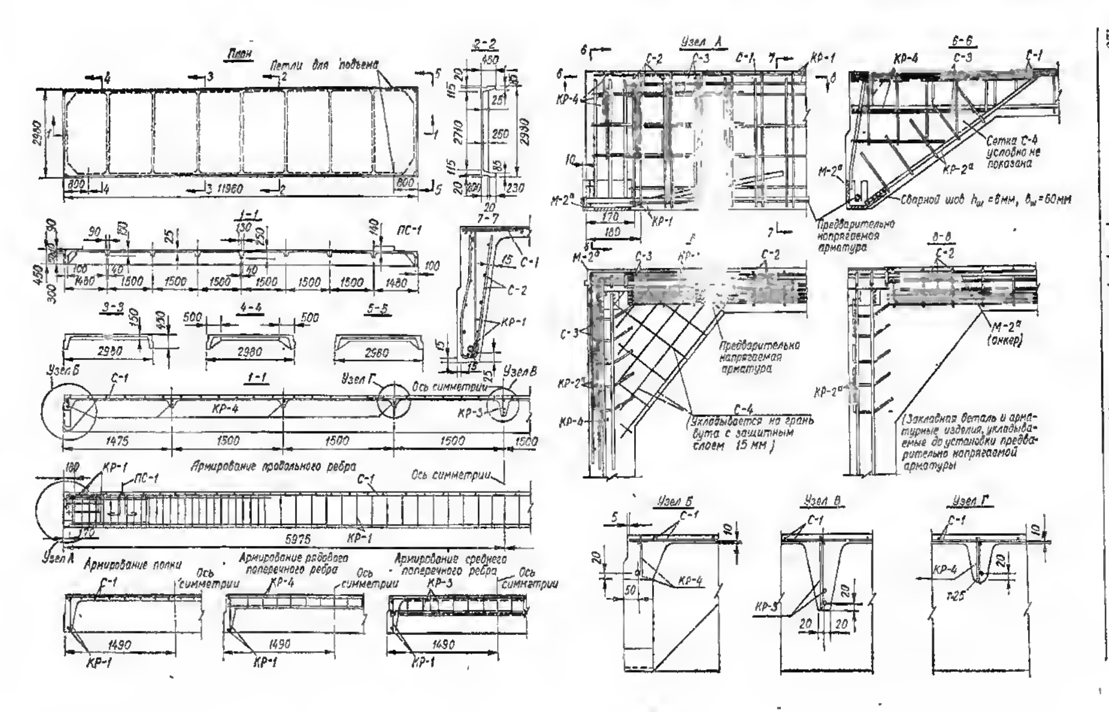
Определяем момент усилия обжатия N_0 относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне

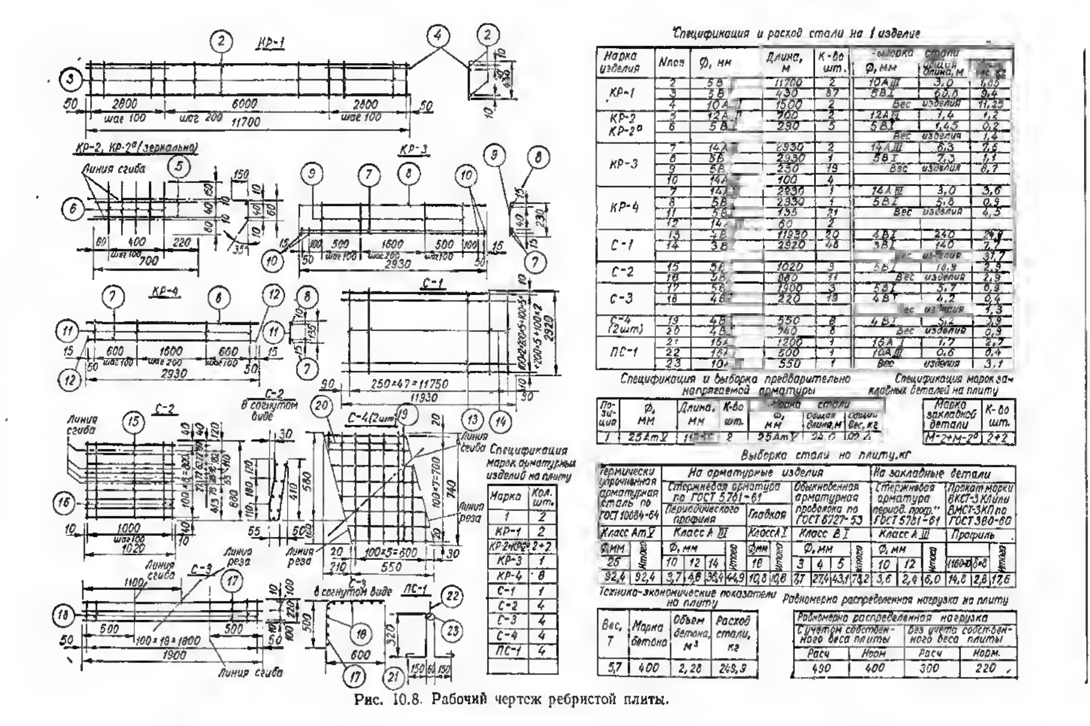
$$M_{об} = N_0(y' - a_н) = 30\,800(9{,}5 - 4) = 169\,000\ кг \cdot см.$$

Проверяем соблюдение условия (5.79).

$$M_а = 7650 < M_{т.с} = R_тW_{т.с} - M_{об} = 13{,}6 \cdot 14\,100 - 169\,000 = 23\,000\ кг \cdot см.$$

Следовательно, трещиностойкость верхней зоны плиты обеспечена. Рабочий чертеж ребристой плиты показан на рис. 10.8.


План
Петли для подъема
11960
2980
1-1
2-2
3-3
4-4
5-5
6-6
7-7
8-8
Узел А
Узел Б
Узел В
Узел Г
ПС-1
Ось симметрии
Армирование продольного ребра
5975
Армирование полки
Армирование рядового поперечного ребра
Армирование среднего поперечного ребра
1490
Сетка С-4 условно не показана
Сварной шов $h_ш$=6 мм, $l_ш$=60 мм
Предварительно напрягаемая арматура
М-2а (анкер)
(Закладная деталь и арматурные изделия, укладываемые до установки предварительно напрягаемой арматуры)
С-4 (Укладывается на грань бута с защитным слоем 15 мм)



Спецификация и расход стали на 1 изделие

Марка изделия	№ поз	Ф, мм	Длина, м	К-во шт.	Выборка стали: Ф, мм	Общая длина, м	Вес, кг
КР-1	2	5 В	11700	2	10 А III	3,0	1,85
	3	5 В	430	87	5 В I	60,0	9,4
	4	10 А	1500	2	Вес	изделия	11,25
КР-2 КР-2а	5	12 А	700	2	12 А III	1,4	1,2
	6	5 В	290	5	5 В I	1,45	0,2
					Вес	изделия	1,4
КР-3	7	14 А	2930	2	14 А III	6,3	2,6
	8	5 В	2930	1	5 В I	7,3	1,1
	9	5 В	230	19	Вес	изделия	8,7
	10	14 А	100	4			
КР-4	7	14 А	2930	1	14 А III	3,0	3,6
	8	5 В	2930	1	5 В I	5,8	0,9
	11	5 В	135	21	Вес	изделия	4,5
	12	14 А	60	2			
С-1	13	4 В	11930	20	4 В I	240	24,0
	14	3 В	2920	48	3 В I	140	7,7
					Вес	изделия	31,7
С-2	15	5 В	1020	9	5 В I	18,9	2,9
	16	5 В	880	11	Вес	изделия	2,9
С-3	17	5 В	1900	3	5 В I	5,7	0,9
	18	4 В	220	19	4 В I	4,2	0,4
					Вес	изделия	1,3
С-4 (2 шт)	19	4 В	550	8	4 В I	5,2	0,9
	20	4 В	740	8	Вес	изделия	0,9
ПС-1	21	16 А	1200	1	16 А I	1,7	2,7
	22	16 А	500	1	10 А III	0,6	0,4
	23	10 А	550	1	Вес	изделия	3,1

Спецификация и выборка предварительно напрягаемой арматуры

Позиция	Ф, мм	Длина, мм	К-во шт.	Выборка стали: Ф, мм	Общая длина, м	Общий вес, кг
1	25 Ат V	[illegible]	2	25 Ат V	24,0	[illegible]

Спецификация марок закладных деталей на плиту

Марка закладной детали	К-во шт.
М-2+М-2а	2+2

Спецификация марок арматурных изделий на плиту

Марка	Кол. шт.
1	2
КР-1	2
КР-2+КР-2а	2+2
КР-3	1
КР-4	8
С-1	1
С-2	4
С-3	4
С-4	4
ПС-1	4

Выборка стали на плиту, кг

Термически упрочненная арматурная сталь по ГОСТ 10884-64		На арматурные изделия: Стержневая арматура по ГОСТ 5781-61, Периодического профиля				Гладкая		Обыкновенная арматурная проволока по ГОСТ 6727-53				На закладные детали: Стержневая арматура период. проф. ГОСТ 5781-61			Прокат марки ВКСт-3 Кп или ВМСт-3Кп по ГОСТ 380-60		
Класс Ат V		Класс А III				Класс А I		Класс В I				Класс А III			Профиль		
Ф, мм 25	Итого	Ф, мм 10	12	14	Итого	Ф, мм 16	Итого	Ф, мм 3	4	5	Итого	Ф, мм 10	12	Итого	L160×10	δ=8	Итого
92,4	92,4	3,7	4,8	36,4	44,9	10,8	10,8	7,7	27,4	43,1	78,2	3,6	2,4	6,0	14,8	2,8	17,6

Технико-экономические показатели на плиту

Вес, т	Марка бетона	Объем бетона, м³	Расход стали, кг
5,7	400	2,28	249,9

Равномерно распределенная нагрузка на плиту

Равномерно распределенная нагрузка: С учетом собственного веса плиты, Расч	Норм	Без учета собственного веса плиты, Расч	Норм.
490	400	300	220

Рис. 10.8. Рабочий чертеж ребристой плиты.

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ ДВУСКАТНАЯ БАЛКА ПОКРЫТИЯ

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать двускатную балку с номинальным пролетом 12,0 *м*. Схематический чертеж покрытия показан на рис. 10.9. Расстояние между двускатными балками вдоль здания 6,0 *м*.

Принятые геометрические размеры балки показаны на рис. 10.10. Балка изготовляется из бетона марки 400. Натяжение рабочей арматуры производится до бетонирования с передачей усилия натяжения на упоры стенда. Балка изготовляется с пропариванием.

Рис. 10.9. Схематический чертеж покрытия.

Рис. 10.10. Геометрические размеры балки: *а* — общий вид; *б* — сечение *I—I*.

В качестве напрягаемой арматуры приняты арматурные семипроволочные пряди класса П-7 по ГОСТ 13840—68 426—61. Для каркасов принята сталь класса А-III и холоднотянутая проволока класса В-I.

Необходимые расчетные характеристики материалов:

для бетона марки 400

$$R_{пр} = 170\ кг/см^2;\quad R_и = 210\ кг/см^2;\quad R_р = 12{,}5\ кг/см^2;$$

$$R_т = 17{,}5\ кг/см^2;\quad R_и^н = 350\ кг/см^2;\quad R_р^н = 25\ кг/см^2;$$

$$E_б = 3{,}5 \cdot 10^5\ кг/см^2;$$

для стали класса А-I

$$R_а = 2100\ кг/см^2;\quad R_{а.х} = 1700\ кг/см^2;$$

для А-III

$$R_а = 3400\ кг/см^2;\quad R_{а.х} = 2700\ кг/см^2;\quad R_{а.с} = 3400\ кг/см^2;$$

для холоднотянутой проволоки класса В-I диаметром от 3 до 5,5 *мм*

$$R_а = 3150\ кг/см^2;\quad R_{а.х} = 2200\ кг/см^2;\quad R_{а.с} = 3150\ кг/см^2;$$

для семипроволочных арматурных прядей (диаметр проволоки 5 *мм*)

$$R_а^н = 15\,000\ кг/см^2;\quad R_а = 9600\ кг/см^2;\quad R_{а.с} = 3600\ кг/см^2;$$

$$E_а = 1{,}8 \cdot 10^6\ кг/см^2.$$

Определение нагрузок

Постоянная нагрузка на балку складывается из весов водотеплоизоляционного ковра покрытия, настила, конструкций фонаря и собственного веса балки.

Временная нагрузка на балку состоит из снеговой нагрузки и нагрузки от подвесного транспорта. Определение нагрузки на 1 $м^2$ покрытия приведено в табл. 10.2.

Таблица 10.2. Нагрузка на балку от 1 $м^2$ покрытия

Элементы	Нормативная нагрузка, $кг/м^2$	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка, $кг/м^2$
Рубероидный ковер (один слой рубероида по двум слоям пергамина на мастике)	10	1,2	12
Асфальтовая стяжка 15 *мм* ($\gamma = 1800$ $кг/м^3$)	27	1,2	32
Утеплитель 100 *мм* (плиты из пенобетона, $\gamma = 500$ $кг/м^3$)	50	1,2	60
Пароизоляция	5	1,2	6
Железобетонные плиты покрытия размером 3×6 *м*	145	1,1	160
Итого	237	—	270
Снеговая нагрузка	70	1,4	100

Двускатная балка пролетом 12,0 *м* весит 4100 *кг*. Вес 1 *м*: 4100 : 12 = = 340 *кг/м*. Собственный вес балки для упрощения расчета учитывается в виде сосредоточенных грузов.

Нагрузку от фонаря (с учетом веса карнизов, остекления, бортовых элементов, приборов открывания, собственного веса фонаря) принимаем по серии ПК-01-126:

$$P_1 = 2{,}6\ т;\quad P_2 = 0{,}1\ т.$$

Подвесной транспорт — тали электрические грузоподъемностью 5,0 *т*. Нагрузку от тали принимаем по ГОСТ 3472—63:

вес груза $P^н = 5{,}0$ *т*;

вес тали $P_т^н = 0{,}8$ *т*;

вес ходовой балки с креплением $q^н = 0{,}06$ *т/м*.

Нормативная нагрузка от тали

$$P_т^н = 5{,}0 + 0{,}8 + 0{,}06 \cdot 6 = 6{,}16\ т.$$

Расчетная нагрузка от тали при $n = 1{,}2$ (коэффициент перегрузки от груза) и $n = 1{,}1$ (коэффициент перегрузки от тали и собственного веса балки)

$$P_т = 5{,}0 \cdot 1{,}2 + (0{,}8 + 0{,}06 \cdot 6{,}0)\, 1{,}1 = 7{,}27\ т.$$

Таким образом, все нагрузки на балку прикладываются в виде сосредоточенных грузов в местах опирания продольных ребер крупнопанельного настила и в середине пролета балки.

В соответствии с данными табл. 22.17 рассматриваем два варианта загружения снеговой нагрузкой (рис. 10.11).

При первом варианте снеговой нагрузки

$$c = 1 + 0{,}2\frac{a}{b_1 + b_2} = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{6}{3 + 3} = 1{,}2.$$

Расчетные величины сосредоточенных грузов

$$P_1 = 340 \cdot 1{,}1 \cdot 3 + 270 \cdot 6 \cdot 3 + 2600 + 100 \times$$
$$\times (1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 6 + 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 6) = 10\,380\ кг;$$

$$P_2 = 340 \cdot 1{,}1 \cdot 3 + 270 \cdot 6 \cdot 3 + 100 + 100 \cdot 0{,}8 \cdot 3 \cdot 6 + 7270 = 14\,790\ кг.$$

При втором варианте снеговой нагрузки

$$c_1 = 1{,}5\left(1 + 0{,}6\frac{a}{b_1}\right) = 1{,}5\left(1 + 0{,}6 \cdot \frac{6}{3}\right) = 3{,}3.$$

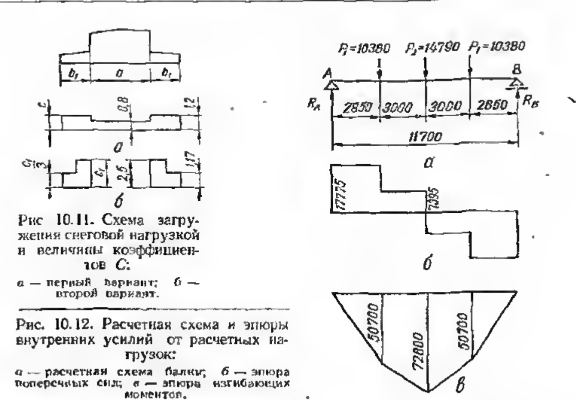


Рис 10.11. Схема загружения снеговой нагрузкой и величины коэффициентов C:

а — первый вариант; *б* — второй вариант.

Рис. 10.12. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий от расчетных нагрузок:

а — расчетная схема балки; *б* — эпюра поперечных сил; *в* — эпюра изгибающих моментов.

В соответствии с даниыми табл. 22.16 принимаем $c_1 = 2{,}5$. Расчетные величины сосредоточенных грузов:

$$P_1 = 340 \cdot 1{,}1 \cdot 3 + 270 \cdot 6 \cdot 3 + 2600 + 100 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 6 = 10\,830 \text{ кг};$$

$$P_2 = 340 \cdot 1{,}1 \cdot 3 + 270 \cdot 6 \cdot 3 + 100 + 7270 = 13\,350 \text{ кг}.$$

Расчетная схема балки показана на рис. 10.12, *а*.

Определение расчетных усилий

Поперечные силы и изгибающие моменты в сечениях балки при первом варианте снеговой нагрузки:

$$Q_0 = 10\,380 + 14\,790 \cdot 0{,}5 = 17\,775 \text{ кг};$$

$$Q_1 = 17\,775 - 10\,380 = 7395 \text{ кг};$$

$$M_1 = 17\,775 \cdot 2{,}85 = 50\,700 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = 17\,775 \cdot 5{,}85 - 10\,380 \cdot 3 = 72\,800 \text{ кг}\cdot\text{м}.$$

Поперечные силы и изгибающие моменты в сечениях балки при втором варианте снеговой нагрузки:

$$Q_0 = 10\,830 + 13\,350 \cdot 0{,}5 = 17\,505 \text{ кг};$$

$$Q_1 = 17\,505 - 10\,830 = 6675 \text{ кг};$$

$$M_1 = 17\,505 \cdot 2{,}85 = 50\,000 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = 17\,505 \cdot 5{,}85 - 10\,830 \cdot 3 = 69\,900 \text{ кг}\cdot\text{м}.$$

Сравнивая усилия в расчетных сечениях, устанавливаем, что при первом варианте загружения снеговой нагрузкой усилия больше, следовательно, они являются расчетными.

Эпюры расчетных усилий в балке показаны на рис. 10.12, б, *в*.

Расчет на прочность в стадии эксплуатации

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ БАЛКИ

Для двускатных балок с уклоном верхнего пояса 1 : 12, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, расчетное сечение находится на расстоянии 0,37 l от опоры.

В рассматриваемом случае действия на балку сосредоточенных сил назначить одно расчетное сечение затруднительно. Поэтому расчет производим для двух сечений (под сосредоточенными грузами): в середине (сечение 2—2) и в четверти пролета (сечение 1—1). Схема армирования приведена на рис. 10.13.

Сечение продольной арматуры подбираем по усилиям, действующим в сечении 2—2, расположенном в середине пролета.

Принимая предварительно расположение напрягаемой арматуры в два ряда, определяем расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны до нижней грани сечения

$$a = 4{,}0 + 6{,}5 \cdot 0{,}5 = 7{,}25 \text{ см},$$

тогда

$$h_0 = 129{,}0 - 7{,}25 = 121{,}75 \text{ см} \approx 122 \text{ см}.$$

Рис. 10.13. Поперечное сечение балки.

Сечение продольной арматуры определяем по алгоритму, приведенному в табл. 5.14. Сечение верхней напрягаемой арматуры $F'_н$ принимаем равным нулю, поскольку она не требуется при расчете ширины раскрытия трещин в стадии монтажа.

В зависимости от значений

$$\frac{h'_п}{h_0} = \frac{20}{122} = 0{,}164 \text{ и } \frac{b'_п}{b} = \frac{21}{8} = 2{,}63$$

по табл. 4.10 находим $A_{св} = 0{,}21$ и $\alpha_{св} = 0{,}22$.

$$F'_{а.тр} = \frac{M - (A_{0.макс} + A_{св})\, bh_0^2 R_и}{R_{а.с}(h_0 - a')} = \frac{7\,280\,000 - (0{,}4 + 0{,}21)\, 8 \cdot 122^2 \cdot 210}{3400\,(122 - 2{,}5)} < 0.$$

Так как $F'_{а.тр} < 0$, конструктивно принимаем $F'_{а.пр} = 2{,}26$ см² (2 ∅ 12 AIII).

В зависимости от $\frac{h'_п}{h_0} = 0{,}164$ и $\frac{b'_п}{b} = 2{,}63$ по табл. 4.13 находим $A_п = 0{,}4$.

Так как $M = 7\,280\,000 < A_п bh_0^2 R_и + R_{а.с}F'_а(h_0 - a'_а) = 0{,}4 \cdot 8 \cdot 122^2 \times 210 + 3400 \cdot 2{,}26\,(122 - 3) = 9\,100\,000$, переходим к п.7 и дальнейший расчет выполняем по алгоритму табл. 5.12, начиная с п.3, как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_п = 21$ см. Так как величина $A_{св}$ расположена в табл. 4.10 выше жирной черты, дополнительное условие, приведенное в пояснениях к п.7 табл. 5.14, не учитываем.

Так как $F'_{а.пр} = 2{,}26 \text{ см}^2 \gg F'_{а.тр} = 0$, переходим к п.6.

$$A'_0 = \frac{M}{R_и bh_0^2} = \frac{7\,280\,000}{210 \cdot 21 \cdot 122^2} = 0{,}111.$$

В табл. 4.6 в зависимости от $A'_0 = 0{,}111$ находим $\alpha' = 0{,}12$ и $\gamma' = 0{,}940$.

Так как $\alpha' = 0{,}12 > \frac{2a}{h_0} = \frac{2 \cdot 3}{122} = 0{,}049$, переходим к п.10.

$$A_0 = \frac{M - R_{а.с}F'_а(h_0 - a'_а)}{bh_0^2 R_и} = \frac{7\,280\,000 - 3400 \cdot 2{,}26\,(122 - 2{,}5)}{21 \cdot 122^2 \cdot 210} = 0{,}097.$$

Так как $A_0 = 0{,}097 < 0{,}1$, переходим к п.12.

По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}097$ находим $\gamma = 0{,}950$.

$$N_а = \frac{M}{\gamma h_0} = \frac{7\,280\,000}{0{,}950 \cdot 122} = 63\,000 \ кг.$$

Принимая конструктивно сечение растянутой ненапрягаемой арматуры $F_а = 1{,}57$ см² (2 ⌀ 10 AIII), сечения арматуры $A_н$ определяем по формуле

$$F_н = \frac{N_а - R_а F_а}{R_а} = \frac{63\,000 - 3400 \cdot 1{,}57}{9500} = 6{,}05 \ см^2.$$

Принимаем 5 ⌀ 15 П7 ($F_н = 7{,}07$ см²).

Как известно, продольная арматура должна обеспечить не только прочность расчетных сечений, но и их трещиностойкость (балка относится к конструкции II категории трещиностойкости). Проверяя сечение 2—2, армированное 5 ⌀ 15П7 по условию трещиностойкости, убеждаемся, что принятое сечение арматуры недостаточно (расчет не приводится). Из условия обеспечения трещиностойкости принимаем 6 ⌀ 15П7 ($F_н = 8{,}5$ см²). Расчет приводится ниже.

Принимаем подобранную арматуру на всем протяжении балки.

Производим проверку прочности сечения 1—1 в четверти пролета по алгоритму табл. 5.13.

Так как условие п.1 не выполняется, переходим к п.2. $h_0 = 79 + 285(1:12) - 7{,}25 = 95{,}6$ см.

В соответствии с п.2 переходим к выполнению алгоритма, приведенного в табл. 5.11.

$$\alpha = \frac{R_а F_а + R_а F_н - R_{а.с} F'_а}{R_и b h_0} =$$

$$= \frac{3400 \cdot 1{,}57 + 9500 \cdot 8{,}5 - 3400 \cdot 2{,}26 - 3150 \cdot 0{,}39}{210 \cdot 21 \cdot 95{,}6} = 0{,}183.$$

Так как $\alpha = 0{,}183 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 2{,}5}{95{,}6} = 0{,}052$, переходим к п.8.

Так как $\alpha = 0{,}183 < \alpha_{макс} = 0{,}55$, переходим к п.9.

По табл. 4.6 в зависимости от $\alpha = 0{,}183$ находим $A_0 = 0{,}164$.

$$[M] = A_0 R_и b h_0^2 + R_{а.с} F_а (h_0 - a'_а) = 0{,}164 \cdot 210 \cdot 21 \cdot 95{,}6^2 +$$
$$+ (3150 \cdot 0{,}39 + 3400 \cdot 2{,}26)(95{,}6 - 2{,}5) = 7\,405\,000 \ кг \cdot см.$$

Проверяем выполнение неравенства (1.1).

Так как $[M] = 74{,}05 \ т \cdot м > M = 50{,}70 \ т \cdot м$, прочность сечения обеспечена.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ БАЛКИ, ПО ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ

Проверяем сечение на расстоянии 0,7 м от торца балки, где резко уменьшается толщина балки.

$$h_0 = 79 + 70(1:12) - 7{,}25 = 77{,}6 \ см;$$
$$b = 12 \ см; \quad Q = 17{,}78 \ т.$$

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 4.16.

Так как $Q = 17\,775 \ кг < 0{,}25 \ R_и b h_0 = 0{,}25 \cdot 210 \cdot 12 \cdot 77{,}6 = 49\,000$ кг, размеры сечения достаточны, переходим к п.2.

Так как $Q = 17\,775 < R_р b h_0 = 12{,}5 \cdot 12 \cdot 77{,}6 = 11\,600$ кг, переходим к п.3.

$$\varepsilon = \frac{Q}{R_и b h_0} = \frac{17\,775}{210 \cdot 12 \cdot 77{,}6} = 0{,}092.$$

Так как $\varepsilon = 0{,}092 > 0{,}06$, переходим к п.6.

Поперечную арматуру принимаем из стержней ⌀ 6 BI, расположенных в двух плоскостях; площадь сечения одного стержня

$$f_x = 0{,}283\ см^2.$$

$$F_x = f_x n_x = 0{,}283 \cdot 2 = 0{,}566\ см^2.$$

$$D_0 = \frac{F_x R_{а.х}}{bh_0 R_и} = \frac{0{,}566 \cdot 2200}{12 \cdot 77{,}6 \cdot 210} = 0{,}0063.$$

В зависимости от $\varepsilon = 0{,}092$ и $D_0 = 0{,}0063$ по графику на рис. 4.12 находим $v = 0{,}45 < \frac{0{,}1}{\varepsilon} = \frac{0{,}1}{0{,}092} = 1{,}1$.

Шаг поперечных стержней

$$u = vh_0 = 0{,}45 \cdot 77{,}6 = 35\ см.$$

В соответствии с конструктивными требованиями принимаем шаг поперечных стержней $u = 25\ см$.

Усилие, воспринимаемое поперечными стержнями на единицу длины балки, находим по формуле (4.43)

$$q_x = \frac{R_{а.х} F_x}{u} = \frac{2200 \cdot 0{,}566}{25{,}0} = 49{,}7\ кг/см.$$

Ввиду небольшого наклона сжатой грани балки ($\operatorname{tg}\beta = 0{,}083 < 0{,}2$) длину проекции невыгоднейшего сечения определяем по формуле (4.46)

$$c_0 = \delta_0 h_0.$$

По графику на рис. 4.13 в зависимости от значений

$$v = \frac{u}{h_0} = \frac{25{,}0}{77{,}6} = 0{,}323$$

и $D_0 = 0{,}0063$ находим $\delta_0 = 2{,}6$.

Тогда $c_0 = \delta_0 h_0 = 2{,}6 \cdot 77{,}6 = 202\ см$.

Размеры балки в конце наклонного сечения:

$$h_0 = 77{,}6 + 202\,(1:12) = 94{,}4\ см; \quad b = 8{,}0\ см.$$

Так как конец наклонного сечения заходит на участок балки с постоянной шириной $b_1 = 8{,}0\ см$, вторично определяем величину c_0 по этой ширине.

$$D_0 = \frac{F_x R_{а.х}}{bh_0 R_и} = \frac{0{,}566 \cdot 2200}{8 \cdot 77{,}6 \cdot 210} = 0{,}0095.$$

По графику на рис. 4.13 для значений $D_0 = 0{,}0095$ и $v = 0{,}323$ определяем значение $\delta_0 = 2{,}2$.

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c_0 = \delta_0 h_0 = 2{,}2 \cdot 77{,}6 = 171{,}0\ см.$$

Размеры сечения в конце наклонного сечения:

$$h_0 = 77{,}6 + 171\,(1:12) = 91{,}9\ см;$$

$$b = 8{,}0\ см;$$

Средняя рабочая высота в пределах наклонного сечения

$$h_{0ср} = \frac{77{,}6 + 91{,}9}{2} = 84{,}7\ см.$$

Предельную поперечную силу, воспринимаемую бетоном в расчетном сечении, определяем по формуле (4.37)

$$Q_б = \frac{0{,}15\, R_и b h_{0ср}^2}{c_0} = \frac{0{,}15 \cdot 210 \cdot 8{,}0 \cdot 84{,}7^2}{171{,}0} = 10\,500\ кг.$$

Поперечная сила в расчетном сечении $Q = 17{,}77\ т$. Изгибающий момент $M = Qc_0 = 17{,}77 \cdot 1{,}71 = 30{,}4\ т \cdot м$.

Размеры сечения:

$$h_0 = 91{,}9\ см;\quad b = 8{,}0\ см;\quad b'_п = 21{,}0\ см;\quad h'_п = 20{,}0\ см.$$

Определяем усилие в свесах полки в конце наклонного сечения по формуле (5.54)

$$D_{св} = \frac{b'_п - b}{b'_п} \cdot \frac{M - 0{,}5q_x c_0 (c_0 - u)}{h_0 - 0{,}5h'_п} =$$

$$= \frac{21{,}0 - 8{,}0}{21{,}0} \cdot \frac{3\,040\,000 - 0{,}5 \cdot 49{,}7 \cdot 171\,(171 - 25)}{91{,}9 - 0{,}5 \cdot 20{,}0} = 18\,100\ кг.$$

Проверяем прочность наклонного сечения из условия (5.53)

$$q_x (c_0 - u) + D_{св} \operatorname{tg}\beta + Q_б = 49{,}7\,(171 - 25) + 18\,100 \cdot 0{,}083 + 10\,500 =$$
$= 19\,300\ кг > Q = 17\,775\ кг$, т. е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Рассчитанное наклонное сечение является наиболее опасным, так как расчет выполнен при минимальной ширине балки на участке с постоянной величиной поперечной силы и постоянным поперечным армированием.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, ПО ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ

Прочность наклонного сечения проверяется при значении предварительного напряжения в арматуре с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона $\sigma_{01} = 9300\ кг/см^2$.

Определяем длину зоны анкеровки $l_{ан}$. Для семипроволочных прядей $d = 5\ мм$ и кубиковой прочности бетона $R_0 = 280\ кг/см^2$ из табл. 8.19 находим коэффициент $k_{ан} = 62$. Тогда длина зоны анкеровки $l_{ан}$ при $\sigma_{01} = 9300\ кг/см^2 < 10\,000\ кг/см^2$ равна

$$l_{ан} = \frac{k_{ан} d \sigma_{01}}{10\,000} = \frac{62 \cdot 0{,}5 \cdot 9300}{10\,000} = 28{,}8\ см.$$

Проверяем прочность наклонного сечения, начинающегося у грани опоры на расстоянии $l_x = 20{,}5\ см$.

Определяем расчетное сопротивление арматуры в точке пересечения с наклонным сечением с учетом снижения в зоне анкеровки

$$R_а = \sigma_{01} \frac{l_x}{l_{ан}} = 9300 \cdot \frac{20{,}5}{28{,}8} = 6620\ кг/см^2.$$

Предельное усилие в поперечной арматуре на единицу длины балки определяем по формуле (4.59)

$$q_{xш} = \frac{R_а F_x}{u} = \frac{2200 \cdot 0{,}57}{25} = 50{,}2\ кг/см.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c по формуле (5.55)

$$c = \frac{Q + 0{,}5q_{xш}u - (R_а F_н + R_а F_а) \operatorname{tg}\beta}{q_{xш}} =$$

$$= \frac{17\,775 + 0{,}5 \cdot 50{,}2 \cdot 25 - (6620 \cdot 8{,}5 + 3400 \cdot 1{,}57)}{50{,}2} \cdot \frac{1}{12} = 262\ см.$$

Определяем положение нейтральной линии из условия (4.27)

$$R_а F_а + R_а F_н = 3400 \cdot 1{,}57 + 6620 \cdot 8{,}5 = 61\,550\ кг < R_и b'_п h'_п + R_{а.с} F'_а =$$
$$= 210 \cdot 21 \cdot 20 + 3150 \cdot 0{,}39 + 3400 \cdot 2{,}26 = 97\,110\ кг.$$

Следовательно, нейтральная линия проходит в полке.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$x = \frac{R_a F_a + R_a F_н - R_{a.c} F'_a}{R_u b} = \frac{3400 \cdot 1{,}57 + 6620 \cdot 8{,}5 - 3400 \cdot 2{,}26 - 3150 \cdot 0{,}39}{210 \cdot 21} =$$

$$= 12{,}0 \ см < h'_п = 20 \ см.$$

Определяем расстояние z от центра тяжести сжатой зоны сечения до центра тяжести продольной растянутой арматуры

$$z = h_0 + ci - \frac{x}{2} = (80 - 7{,}25) + 262 \cdot \frac{1}{12} - \frac{12{,}0}{2} = 88{,}5 \ см.$$

Внешний изгибающий момент относительно центра тяжести сжатой зоны наклонного сечения равен

$$M = Q(c + l_x - 15) = 17\,775\,(262 + 20{,}5 - 15) = 4\,750\,000 \ кг \cdot см =$$

$$= 47{,}5 \ т \cdot м.$$

Проверяем прочность наклонного сечения из условия (4.58)

$$(R_a F_a + R_a F_н) z + q_{кw} \frac{(c-u)c}{2} = (3400 \cdot 1{,}57 + 6620 \cdot 8{,}5)\, 88{,}5 +$$

$$+ 50{,}2 \cdot \frac{(262 - 25)\, 262}{2} = 7\,020\,000 \ кг \cdot см = 70{,}2 \ т \cdot м > M = 47{,}5 \ т \cdot м,$$

т. е. прочность по изгибающему моменту обеспечена.

Расчет по прочности в стадии изготовления и монтажа

Расчетным сечением для проверки прочности балки при монтаже является сечение *I—I* (рис. 10.14), работающее на совместное действие усилий от предварительного обжатия и собственного веса, растягивающих верхнюю грань балки.

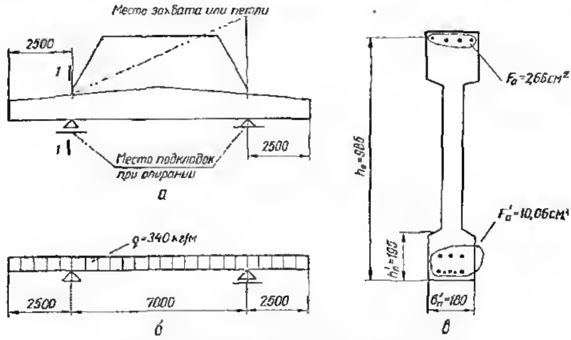


Рис. 10.14. К расчету балки в стадии монтажа:
а — схема строповки балки; *б* — расчетная схема; *в* — сечение *I—I*.

Изгибающий момент от собственного веса с учетом коэффициента динамичности 1,5 в расчетном сечении равен

$$M = 0{,}34 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}5^2 \cdot 0{,}5 = 1{,}60 \ т \cdot м.$$

Контролируемое напряжение при натяжении арматуры в соответствии с табл. 5.1.

$$\sigma_0 = 0{,}75 R_a^н = 0{,}75 \cdot 15\,000 = 11\,250 \ кг/см^2.$$

Находим предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона.

Потери от температурного перепада при $\Delta t = 40°$ равны

$$20\Delta t = 20 \cdot 40 = 800 \text{ кг/см}^2.$$

Потери от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_п = \left(0{,}27 \frac{\sigma_0}{R_и^а} - 0{,}1\right)\sigma_0 = \left(0{,}27 \cdot \frac{11\,250}{15\,000} - 0{,}1\right) 11\,250 = 1150 \text{ кг/см}^2.$$

Предварительное напряжение арматуры с учетом первых потерь составляет

$$\sigma_{01} = 11\,250 - 800 - 1150 = 9300 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем расчетное усилие предварительного обжатия, принимая $\sigma_п = 3000$ кг/см² и коэффициент точности натяжения $m_т = 1{,}1$.

$$N_н = (m_т\sigma_{01} - 3000)\, F_н = (1{,}1 \cdot 9300 - 3000)\, 6 \cdot 1{,}415 = 61\,300 \text{ кг}.$$

Проверяем прочность сечения (см. рис. 10.14) как внецентренно сжатого элемента с рабочей высотой сечения, равной

$$h_0' = 79 + 250\,(1:12) - 2{,}5 = 97{,}5 \text{ см}.$$

Кубиковая прочность бетона в стадии изготовления и монтажа принята равной 70% от проектной.

$$R_0 = 400 \cdot 0{,}7 = 280 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. 1.24 для значения $R_0 = 280$ по интерполяции находим:

$$R_и = 148 \text{ кг/см}^2; \quad R_{пр} = 120 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетные характеристики бетона вводятся с умножением на коэффициент условий работы $m_б = 1{,}2$ в соответствии с данными табл. 1.25.

Проверку прочности сечения выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 5.16.

В зависимости от $\frac{h_п}{h_0'} = \frac{19{,}5}{97{,}5} = 0{,}20$ и $\frac{b_п}{b} = \frac{18}{8} = 2{,}25$ по табл. 4.10

находим $A_{св} = 0{,}20$; $\alpha_{св} = 0{,}18$;

$$A_0 = \frac{N_н'\,(h_0' - a_н) + M - F_а R_а\,(h_0' - a_а)}{b\,(h_0')^2\, R_и} =$$

$$= \frac{61\,300\,(97{,}5 - 7{,}3) + 160\,000 - 1{,}57 \cdot 3400\,(97{,}5 - 4)}{8 \cdot 97{,}5^2 \cdot 1{,}2 \cdot 148} = \frac{5\,210\,000}{13\,500\,000} = 0{,}385.$$

Так как $A_0 = 0{,}385 < A_{0\,макс} + A_{св} = 0{,}4 + 0{,}2 = 0{,}6$, переходим к п. 4.

В зависимости от $\frac{b_п}{b} = 2{,}25$ и $\frac{h_п}{h_0'} = 0{,}20$ по табл. 4.13 находим $A_п = 0{,}4$.

Так как $A_0 = 0{,}385 < A_п = 0{,}4$, расчет выполняется как для прямоугольного сечения шириной $b = b_п = 18$ см по алгоритму табл. 5.15.

Поскольку величина $A_{св}$ расположена в табл. 4.10 выше жирной черты, дополнительное условие не учитываем.

$$A_0 = \frac{N_н'\,(h_0' - a_н) + M - F_а R_а\,(h_0' - a_а)}{b_п\,(h_0')^2\, R_и} = \frac{5\,210\,000}{18 \cdot 97{,}5^2 \cdot 1{,}2 \cdot 148} = 0{,}17.$$

Так как $A_0 = 0{,}17 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п.3.

В зависимости от $A_0 = 0{,}17$ по табл. 4.6 находим $\alpha = 0{,}18$.

Проверяем условие п.4.

$$F_н' R_а + F_а' R_а = 2{,}26 \cdot 3400 + 0{,}39 \cdot 3150 = 8930 \text{ кг};$$

$$\alpha b h_0' R_{и} + F_а R_а - N_{в}' = 0{,}18 \cdot 18 \cdot 97{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 148 + 1{,}57 \cdot 3400 - 61\,300 = 550 \text{ кг}.$$

8930 *кг* > 550 *кг*, следовательно, условие п.4 выполняется, прочность сечения обеспечена.

Расчет по деформациям в стадии эксплуатации

Расчет балки по деформациям заключается в определении прогиба балки в середине пролета от нормативной нагрузки. Прогиб определяется с учетом переменной высоты балки и длительности действия нагрузки.

Пользуемся известным положением, что прогиб балки в любой точке равен изгибающему моменту для соответствующего поперечного сечения от фиктивной нагрузки в виде эпюры кривизны.

Прогиб балки определяем по формуле (5.111), разбивая пролет на 4 участка (рис. 10.15). Для построения эпюры кривизны вычисляем величины изгибающих моментов от нормативных нагрузок при первом варианте загружения снеговой нагрузкой, который, как установлено выше, является более опасным.

Схемы нагружения балки приведены на рис. 10.16.

Нормативные величины сосредоточенных грузов от кратковременной нагрузки

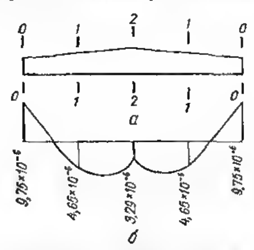


Рис. 10.15. К расчету балки по деформациям:
а — схема сечений; *б* — расчетная эпюра кривизн.

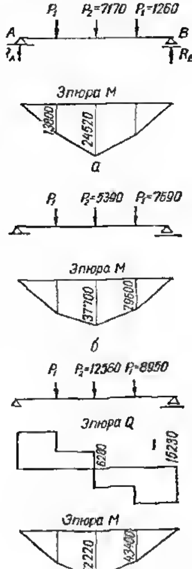


Рис. 10.16. Расчетные схемы и эпюры усилий при действии на балку нормативной кратковременной (*а*) длительно действующей (*б*) и полной (*в*) нагрузок.

(снеговая нагрузка и подвесной транспорт):

$$P_1^{н} = 70\,(1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 6 + 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 6) = 1260 \text{ кг};$$

$$P_2^{н} = 70 \cdot 0{,}8 \cdot 3 \cdot 6 + 6160 = 7170 \text{ кг}.$$

Изгибающие моменты в сечениях балки от загружения кратковременной нагрузкой равны:

$$M_1^{н} = (1260 + 7170 \cdot 0{,}5)\,2{,}85 = 13\,800 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_2^{н} = (1260 + 7170 \cdot 0{,}5)\,5{,}85 - 1260 \cdot 3 = 24\,520 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Нормативные величины сосредоточенных грузов от длительно действующей части нагрузки:

$$P_1^н = 340 \cdot 3 + 237 \cdot 6 \cdot 3 + 2400 = 7690 \ кг;$$

$$P_2^н = 340 \cdot 3 + 237 \cdot 6 \cdot 3 + 100 = 5390 \ кг.$$

Изгибающие моменты в сечениях балки от загружения длительно действующей нагрузкой:

$$M_1^н = (7690 + 0,5 \cdot 5390)\,2,85 = 29\,600 \ кг \cdot м;$$

$$M_2^н = (7690 + 0,5 \cdot 5390)\,5,85 - 7690 \cdot 3 = 37\,700 \ кг \cdot м.$$

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки:

$$M_1^н = 13\,800 + 29\,600 = 43\,400 \ кг \cdot м;$$

$$M_2^н = 24\,520 + 37\,700 = 62\,220 \ кг \cdot м.$$

Поперечная сила на опоре от полной нормативной нагрузки

$$Q_0 = P_1^н + P_2^н \cdot 0,5 = 1260 + 7690 + (7170 + 5390)\,0,5 = 15\,230 \ кг.$$

Эпюры изгибающих моментов показаны на рис. 10.16.

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения в середине пролета в сечении *2—2*:

для бетона марки 400

$$E_б = 350\,000 \ кг/см^2;$$

для арматуры класса A-III

$$E_а = 2 \cdot 10^6 \ кг/см^2; \quad n = E_а : E_б = 5,7;$$

для арматуры класса B-

$$E_а = 1,8 \cdot 10^6 \ кг/см^2; \quad n = E_в : E_б = 5,15;$$

для напрягаемой арматуры

$$E_н = 1,8 \cdot 10^6 \ кг/см^2; \quad n = 5,15.$$

Площадь приведенного сечения *2—2*

$$F_п = F + nF_а + nF_а' + nF_н = 87 \cdot 8 + 21 \cdot 20 + 18 \cdot 19,5 + 5,15 \cdot 2 \cdot 0,196 + 5,7 \cdot 2 \cdot 0,79 + 5,7 \cdot 2 \cdot 1,131 + 5,15 \cdot 6 \cdot 1,415 = 1535 \ см^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно растянутой грани

$$S_п = S + nS_н + nS_а' + nS_а = 87 \cdot 8 \cdot 64,5 + 21 \cdot 20 \cdot 119 + 18 \cdot 19,5 \cdot 10 + 5,15 \cdot 6 \cdot 1,415 \cdot 7,25 + (5,15 \cdot 2 \cdot 0,19 + 5,7 \cdot 2 \cdot 1,131) \cdot 126,5 + 5,7 \cdot 2 \cdot 0,79 \cdot 4 = 100\,550 \ см^3.$$

Положение центра тяжести приведенного сечения относительно растянутой грани

$$y = \frac{S_п}{F_п} = \frac{100\,550}{1535} = 65 \ см.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_п = I + nI_а + nI_а' + nI_н = \frac{8 \cdot 87^3}{12} + 8 \cdot 87\,(65 - 64,5)^2 + \frac{21 \cdot 20^3}{12} + 21 \cdot 20\,(119 - 65)^2 + \frac{18 \cdot 19,5^3}{12} + 18 \cdot 19,5\,(65 - 10)^2 + 5,15 \cdot 6 \cdot 1,415\,(65 - 7,25)^2 + (5,15 \cdot 2 \cdot 0,19 + 5,7 \cdot 2 \cdot 1,13)\,(126,5 - 65)^2 + 5,7 \cdot 2 \cdot 0,79\,(65 - 4)^2 = 2\,930\,000 \ см^4.$$

Определяем величину усилий предварительного обжатия N_{01} с учетом первых потерь

$$N_{01} = \sigma_{01}F_н = 9300 \cdot 6 \cdot 1{,}415 = 79\,000 \ кг.$$

Эксцентриситет усилия N_{01} относительно центра тяжести приведенного сечения определяем по формуле (5.2)

$$e_{01} = \frac{\sigma_{01}F_н y_н}{N_{01}} = y_н = y - a_н =$$
$$= 65 - 7{,}25 = 57{,}75 \ см.$$

Напряжение в бетоне от усилия предварительного обжатия на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона, определяем по формуле (5.10)

$$\sigma_б = \frac{N_{01}}{F_п} + \frac{N_{01}e_{01}y_н}{I_п} = \frac{79\,000}{1535} + \frac{79\,000 \cdot 57{,}75 \cdot 57{,}75}{2\,930\,000} = 142{,}1 \ кг/см^2.$$

Так как $\frac{\sigma_б}{R_0} = \frac{142{,}1}{280} = 0{,}507 > 0{,}5$, потери от ползучести бетона определяем по формуле

$$\sigma_п = \frac{k_1 k_2 E_a R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0{,}5\right)\right] =$$
$$= \frac{1 \cdot 1 \cdot 1{,}8 \cdot 10^6 \cdot 400}{3{,}5 \cdot 10^5 \cdot 280}\left[142{,}1 + 3 \cdot 280\left(\frac{142{,}1}{280} - 0{,}5\right)\right] = 1090 \ кг/см^2.$$

Напряжение в ненапрягаемой арматуре равно сумме потерь от усадки и ползучести

$$\sigma_а = 400 + 1090 = 1490 \ кг/см^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести арматуры A'

$$y'_а = 129{,}0 - 65{,}0 - 2{,}5 = 61{,}5 \ см.$$

Напряжение в бетоне от усилия предварительного обжатия на уровне центра тяжести арматуры A'

$$\sigma'_б = \frac{N_{01}}{F_п} - \frac{N_{01}e_{01}y'_а}{I_п} = \frac{79\,000}{1535} - \frac{79\,000 \cdot 57{,}75 \cdot 61{,}5}{2\,930\,000} = -44{,}6 \ кг/см^2.$$

Так как напряжение $\sigma'_б$ отрицательно, потери от ползучести принимаем равными нулю.

Напряжение в ненапрягаемой арматуре A'

$$\sigma'_а = 400 + 0 = 400 \ кг/см^2.$$

Напряжение в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь

$$\sigma_0 = 11\,250 - 800 - 1150 - 400 - 1090 = 7810 \ кг/см^2.$$

Равнодействующая усилий во всей арматуре в сечении 2—2

$$N_0 = \sigma_0 F_н - \sigma_а F_а - \sigma'_а F'_а = 7810 \cdot 6 \cdot 1{,}415 - 1490 \cdot 2 \cdot 0{,}79 -$$
$$- 400\,(2 \cdot 0{,}196 + 2 \cdot 1{,}13) = 62\,880 \ кг.$$

Эксцентриситет силы N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_0 = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma'_а F'_а y'_а - \sigma_а F_а y_а}{N_0} =$$
$$= \frac{7810 \cdot 6 \cdot 1{,}415 \cdot 57{,}75 + 400\,(2 \cdot 1{,}13 + 2 \cdot 0{,}196)\,61{,}5 - 1490 \cdot 2 \cdot 0{,}79 \cdot 61}{62\,880} = 60 \ см.$$

Для сечений *0—0* и *1—1* вычисления выполняются аналогично. Результаты вычислений сведены в табл. 10.3. Продолжаем расчет сечения *2—2* в середине пролета.

Таблица 10.8 Расчетные характеристики сечений

Расчетные величины	0—0	1—1	2—2
h_0, *см*	71,75 (77,5)	95,6	121,75
h_0', *см*	76,0	100,0	126,0
$b_п'$, *см*	21,0	21,0	21,0
$F_п$, *см*^{2}	1747	1334	1535
$I_п$, *см*^{4}	1 410 000	1 660 000	2 930 000
y, *см*	40	53	65
e, *см*	33,6	48,0	60,0
N_0 (*кг*) при $m_т = 0,9$	54 500	49 700	56 700
N_0 (*кг*) при $m_т = 1,0$	60 560	55 310	62 880

Расчет по образованию трещин в растянутой зоне сечения при нормативных нагрузках выполняем по алгоритму табл. 5.18.

Так как сечения балки не тавровые, переходим к п.2.

$$W_0 = \frac{I_п}{y} = \frac{2\,930\,000}{65} = 45\,000 \text{ см}^3.$$

$$r_я = \frac{W_0}{F_п} = \frac{45\,000}{1535} = 29,6 \text{ см}.$$

$$b_{п.у} = b_п + \frac{2nF_а}{h_{п.у}} = 18 + \frac{2(5,15 \cdot 8,5 + 5,7 \cdot 1,67)}{19,5} = 23,4 \text{ см}.$$

$$b'_{п.у} = b'_п + \frac{nF'_а}{h'_{п.у}} = 21 + \frac{5,7 \cdot 2,26 + 5,15 \cdot 0,39}{20} = 21,75 \text{ см}.$$

При $\frac{b'_{п.у}}{b} = \frac{21,75}{8} = 2,7;$ $\frac{b_{п.у}}{b} = \frac{23,4}{8} = 2,93;$

$$\frac{h_{п.у}}{h} = \frac{19,5}{129} = 0,15; \qquad \frac{h'_{п.у}}{h} = \frac{20}{129} = 0,155$$

по табл. 5.17 находим $\gamma = 1,50$

$$W_т = \gamma W_0 = 1,5 \cdot 45\,000 = 67\,500 \text{ см}^3.$$

Определяем момент трещинообразования, заменяя $R_т$ на $R_р^н$

$$M_т = R_р^н W_т + N_0(e_0 + r_я) = 25,0 \cdot 67\,500 + 56\,700(60 + 29,6) = = 67\,575 \text{ кг} \cdot \text{м} = 67,57 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Так как элемент внецентренно сжат, переходим к п.8. $M_в^н = 62,22$ *т · м*,

Поскольку $M_в^н = 62,22$ *т · м* $< M_т = 67,57$ *т · м*, трещины не образуются.

Жесткость в сечении *2—2* определяем по формуле (4.131) $B_к = 0,85\,E_б I_п = 0,85 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 2\,930\,000 = 86,8 \cdot 10^{10}$ *кг · см*^{2}.

Определяем кривизну по формуле (5.112), принимая $c = 2$,

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{2-2} = \frac{M_к + (M_{дл} - N_0 e_0)c}{B_к} =$$

$$= \frac{2\,452\,000 + (3\,770\,000 - 62\,880 \cdot 60)\,2}{86,8 \cdot 10^{10}} = 2,86 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Поскольку при предварительном обжатии (см. ниже) в сечении *2—2* возникают трещины, увеличиваем кривизну на 15%.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{2-2} = 2,86 \cdot 10^{-6} \cdot 1,15 = 3,29 \cdot 10^{-6} \text{см}^{-1}.$$

Сечение *1—1*.

Расчет по образованию трещин выполняем по алгоритму табл. 5.18.

$$W_0 = \frac{I_п}{y} = \frac{1\,660\,000}{53} = 31\,200\ см^3.$$

$$r_я = \frac{W_0}{F_п} = \frac{31\,200}{1\,334} = 23,4\ см.$$

При $\frac{b'_{п.у}}{b} = 2,7$ и $\frac{b_{п.у}}{b} = 2,93$ (см. выше)

$$\frac{h_{п.у}}{h} = \frac{19,5}{103} = 0,19; \qquad \frac{h'_{п.у}}{h} = \frac{20}{103} = 0,195$$

по табл. 5.17 находим $\gamma = 1,50$.

$$W_т = \gamma W_0 = 1,5 \cdot 31\,200 = 46\,800\ см^3.$$

$$M_т = R_р^н W_т + m_т N_0 (e_0 + r_я) = 25 \cdot 46\,800 + 49\,700\,(48 + 23,4) = = 4\,710\,000\ кг \cdot см = 47,1\ т \cdot м.$$

Так как элемент внецентренно сжат, переходим к п.8.

$$M_в^я = M = 43,4\ т \cdot м;$$

$$M_в^я = 43,4 < M_т = 47,1\ т \cdot м.$$

Условие выполняется, трещины не образуются.

Жесткость в сечении *1—1* определяем по формуле (4.131)

$$B_к = 0,85 E_б I_п = 0,85 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 1\,660\,000 = 49,1 \cdot 10^{10}\ кг \cdot см^2.$$

Определяем кривизну по формуле (5.112), принимая $c = 2$,

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{1-1} = \frac{M_к + (M_{дл} - N_0 e_0)\,c}{B_к} = \frac{1\,380\,000 + (2\,960\,000 - 55\,310 \cdot 48)\,2}{49,1 \cdot 10^{10}} = = 4,05 \cdot 10^{-6}\ см^{-1}.$$

С учетом образования трещин в стадии изготовления (см. ниже) увеличиваем кривизну на 15%:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{1-1} = 1,15 \cdot 4,05 \cdot 10^{-6} = 4,65 \cdot 10^{-6}\ см^{-1}.$$

Жесткость в сечении *0—0* определяем как для сечения без трещин по формуле (4.131)

$$B_к = 0,85 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 1\,410\,000 = 41,8 \cdot 10^{10}\ кг \cdot см^2.$$

Определяем кривизну от длительного действия усилия предварительного обжатия

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{0-0} = -\frac{N_0 e_0 c}{B_к} = \frac{60\,560 \cdot 33,6 \cdot 2}{41,8 \cdot 10^{10}} = -9,75 \cdot 10^{-6}\ см^{-1}.$$

Увеличения кривизны не требуется, так как она отрицательна.

Эпюра кривизн приведена на рис. 10.15.

Полный прогиб с учетом длительного действия части нагрузки определяем по формуле (5.111)

$$f = \frac{l^2}{12n^2}\left[\frac{1}{\rho_0} + \frac{1}{\rho_{0n}} + 6\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}-1} i\left(\frac{1}{\rho_{il}} + \frac{1}{\rho_{in}}\right) + (3n-2)\frac{1}{\rho_c}\right].$$

Подставив $n = 4$, получим

$$f = \frac{l^2}{96}\left[\frac{1}{\rho_{0-0}} + 6\frac{1}{\rho_{1-1}} + 5\frac{1}{\rho_{2-2}}\right] =$$

$$= \frac{11,7^2 \cdot 10^4}{96}\left[-9,75 \cdot 10^{-6} + 6 \cdot 4,65 \cdot 10^{-6} + 5 \cdot 3,29 \cdot 10^{-6}\right] = 0,41\ см.$$

Вычисляем относительный прогиб

$$\frac{f}{l}=\frac{0{,}41}{11\,700}=\frac{1}{2850}<\frac{f}{l}=\frac{1}{300}.$$

Прогиб меньше допустимого, т. е. жесткость балки достаточна.

Расчет по образованию трещин в наклонных сечениях в стадии эксплуатации

Проверяем возможность образования трещин от главных растягивающих напряжений у опоры.

Определяем статический момент приведенного сечения относительно его центра тяжести (рис. 10.17)

$$S_п=0{,}5b(h-y)^2+F_н^{*}n(h-y-a)=0{,}5\times$$
$$\times\,21\,(80-40)^2+(0{,}39\cdot5{,}15+$$
$$+\,2{,}26\cdot5{,}7)(80-40-3)=17\,350\ см^3.$$

210

800

Рис. 10.17 Опорное сечение балки.

Определяем скалывающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения по формуле (5.24)

$$\tau=\frac{QS_п}{I_пb}=\frac{15\,230\cdot17\,350}{1\,410\,000\cdot21}=8{,}9\ кг/см^2.$$

Определяем нормальное напряжение в сечении бетона на уровне центра тяжести приведенного сечения по формуле (5.10) при $y=0$

$$\sigma_x=\sigma_б=\frac{N_0}{F_п}=\frac{60\,560}{1747}=34{,}6\ кг/см^2.$$

Находим главные растягивающие напряжения по формуле (5.20)

$$\sigma_{г.р}=-\frac{\sigma_x}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2+\tau^2}=$$
$$=-\frac{34{,}6}{2}+\sqrt{\left(\frac{34{,}6}{2}\right)^2+8{,}9^2}=-17{,}3+19{,}5=2{,}2\ кг/см^2.$$

Так как $\sigma_{г.р}=2{,}2\ кг/см^2<R_т=17{,}5\ кг/см^2$, условие (5.102) выполняется, т. е. трещины не образуются.

Проверяем возможность образования трещины от главных растягивающих напряжений в сечении *1—1*.

$$S_п=b_п'h_п'\left(h-y-\frac{h_п'}{2}\right)+\frac{(h-y-h_п')^2b}{2}+F_н'n\cdot(h-y-a)=$$
$$=21\cdot20\left(103-53-\frac{20}{2}\right)+\frac{(103-53-20)^2\cdot8}{2}+(2{,}26\cdot5{,}7+$$
$$+\,0{,}39\cdot5{,}15)(103-53-3)=21\,100\ см^3.$$

Скалывающие напряжения определяем по формуле (5.24)

$$\tau=\frac{QS_п}{I_пb}=\frac{15\,230\cdot21\,100}{1\,660\,000\cdot8}=24{,}2\ кг/см^2.$$

Нормальные напряжения в бетоне определяем по формуле (5.10) при $y=0$

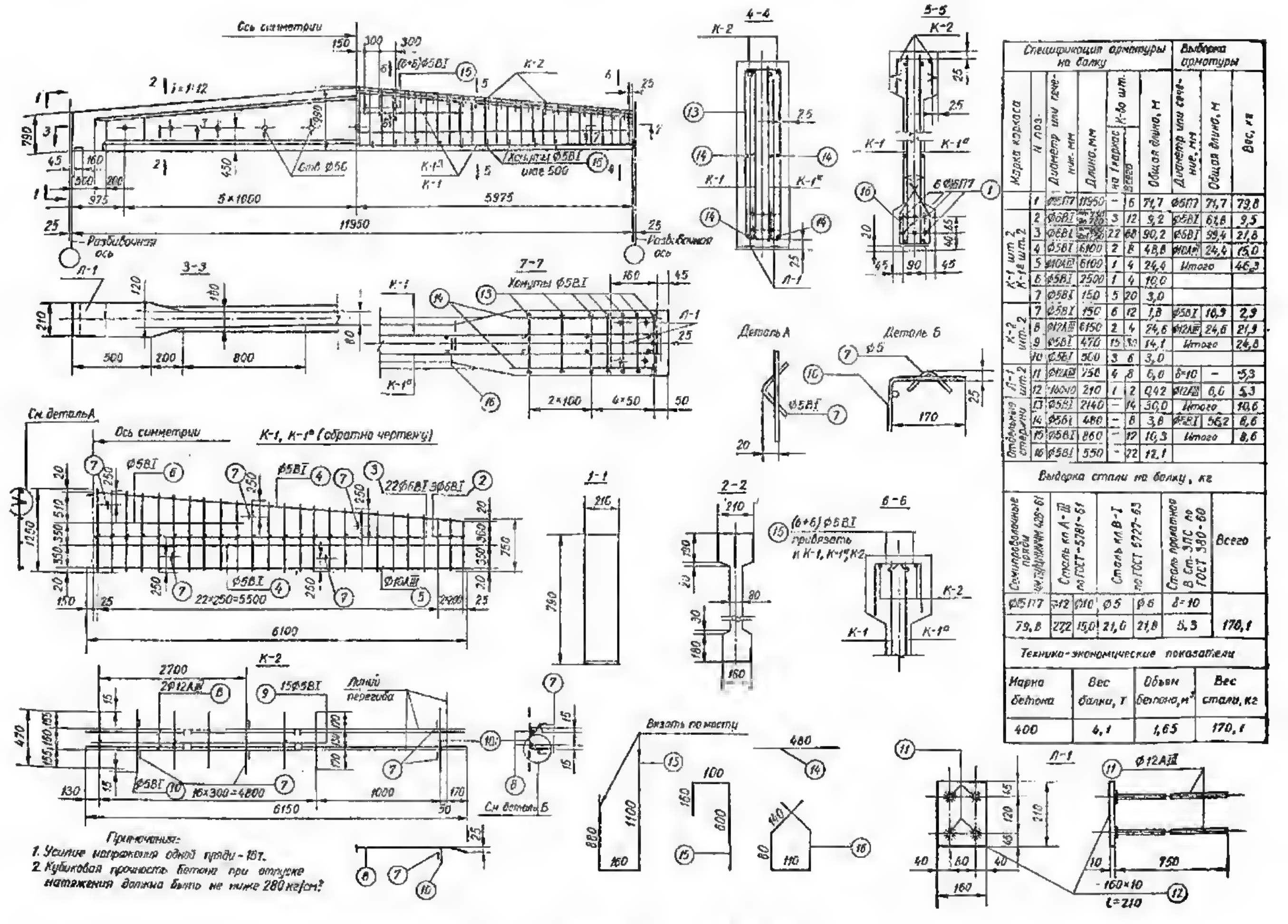
$$\sigma_б=\frac{N_0}{F_п}=\frac{55\,310}{1\,334}=41{,}5\ кг/см^2.$$

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_{г.р}=-\frac{41{,}5}{2}+\sqrt{\left(\frac{41{,}5}{2}\right)^2+24{,}2^2}=-20{,}75+31{,}8=11{,}0\ кг/см^2.$$

Так как $\sigma_{г.р}=11{,}0<R_т=17{,}5$, условие (5.102) выполняется, т. е. трещины не образуются.

Рабочий чертеж двускатной балки показан на рис. 10.18 (см. вклейку).



Марка каркаса	№ поз.	Диаметр или сечение, мм	Длина, мм	К-во шт. на 1 каркас	К-во шт. всего	Общая длина, м	Выборка арматуры: диаметр или сечение, мм	Общая длина, м	Вес, кг
	1	Ф5П7	11950	–	6	71,7	Ф5П7	71,7	79,8
К-1 шт. 2, К-1а шт. 2	2	Ф6BI	[illegible]	3	12	9,2	Ф5BI	61,6	9,5
	3	Ф6BI	[illegible]	22	60	90,2	Ф6BI	99,4	21,8
	4	Ф5BI	6100	2	8	48,8	Ф10АIII	24,4	15,0
	5	Ф10АIII	6100	1	4	24,4	Итого		46,3
	6	Ф5BI	2500	1	4	10,0			
	7	Ф5BI	150	5	20	3,0			
К-2 шт. 2	7	Ф5BI	150	6	12	1,8	Ф5BI	10,9	2,9
	8	Ф12АIII	6150	2	4	24,6	Ф12АIII	24,6	21,9
	9	Ф5BI	470	15	30	14,1	Итого		24,8
	10	Ф5BI	500	3	6	3,0			
Л-1 шт. 2	11	Ф12АIII	750	4	8	6,0	δ=10	–	5,3
	12	-160×10	210	1	2	0,42	Ф12АIII	6,0	5,3
Отдельные стержни	13	Ф5BI	2140	–	14	30,0	Итого		10,6
	14	Ф5BI	480	–	8	3,8	Ф5BI	56,2	8,6
	15	Ф5BI	860	–	12	10,3	Итого		8,6
	16	Ф5BI	550	–	22	12,1			

Выборка стали на балку, кг

Семипроволочные пряди по ЧМТУ 426-61	Сталь кл. А-III по ГОСТ 5781-61		Сталь кл. B-I по ГОСТ 6727-53		Сталь прокатная В Ст. 3ПС по ГОСТ 380-60	Всего
Ф5П7	Ф12	Ф10	Ф5	Ф6	δ=10	
79,8	22,2	15,0	21,0	21,8	5,3	170,1

Технико-экономические показатели

Марка бетона	Вес балки, т	Объем бетона, м³	Вес стали, кг
400	4,1	1,65	170,1

Рис. 10.18. Рабочий чертеж двухскатной балки.

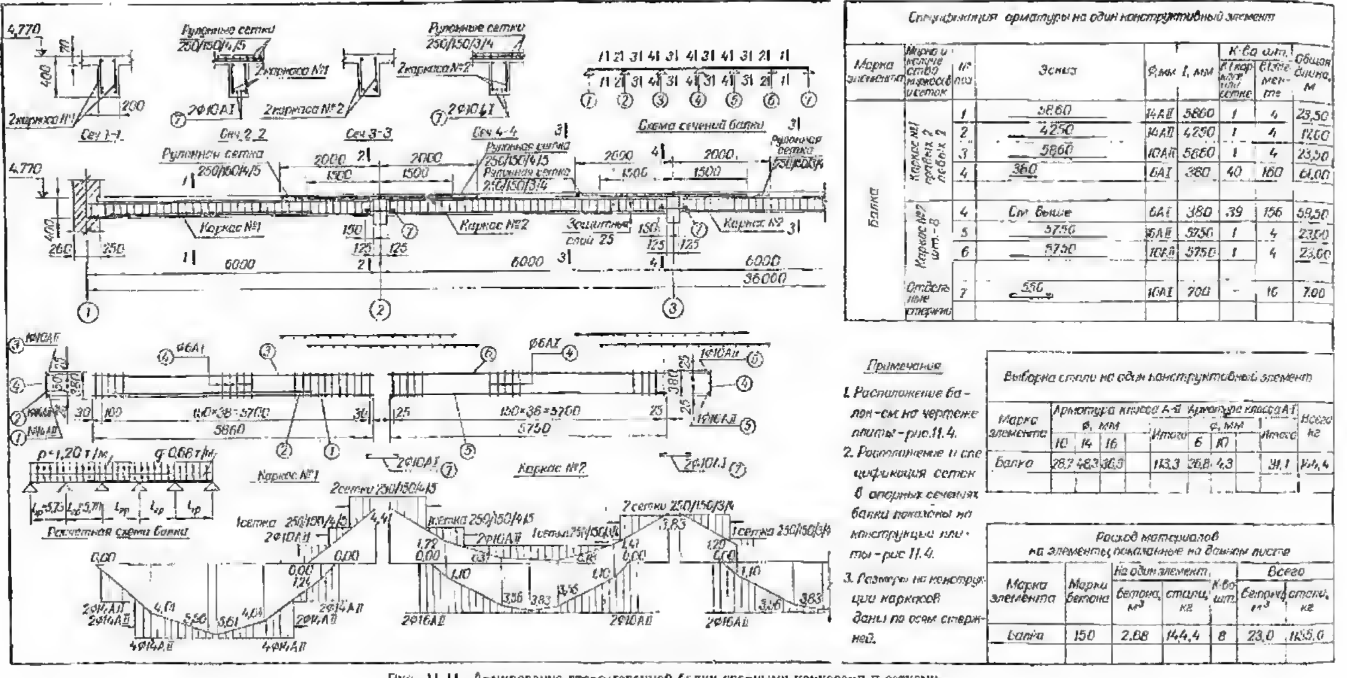


Рис. 11.11. Армирование второстепенной балки сварными каркасами и сетками.

Расчет по образованию и раскрытию трещин в стадии изготовления

Проверяем возможность образования в верхней зоне трещин от собственного веса и усилия предварительного обжатия в трех сечениях: 2—2, 1—1 и 0—0 (см. рис. 10.15).

В табл. 10.4 приведены последовательность расчета по образованию трещин в стадии изготовления и результаты его отдельных этапов для расчетных сечений 0—0, 1—1, 2—2.

Таблица 10.4. **Проверка образования трещин**

Расчетные формулы и характеристики сечений	Сечение			Расчетные формулы и характеристики сечений	Сечение		
	0—0	1—1	2—2		0—0	1—1	2—2
Усилие предварительного обжатия (кг)	79 000	79 000	79 000	Момент от собственного веса $M_{с.в}$ (т·м)	0	4,30	5,78
$W_0^в = \frac{I_п}{h - y}$ (см³)	35 200	35 300	45 000	Внешний момент $M_{об}^я - M_{с.в} = M$	10,6	12,5	18,3
$r_я = \frac{W_0^н}{F_п}$ (см)	20,2	26,7	29,5	Несущая способность $R_т W_т$ (т·м)	10,1	9,1	12,2
γ (табл. 5.17)	1,64	1,48	1,55	Проверка условия (5.77)	10,1<<10,6	9,1<<12,5	12,2<<18,3
$W_т = \gamma W_0^в$ (см³)	57 800	52 200	69 750				
Момент обжатия $M_{об}^я = N_{01}(e_0 - r_я)$ (т·м)	10,6	16,8	24,1	$R_т W_т < M$	Во всех сечениях трещины образуются		

Расчет выполняем по алгоритму табл. 5.18.

Проверку ширины раскрытия нормальных трещин в верхней зоне сечения 0—0, 1—1 и 2—2 производим, рассматривая усилие предварительного обжатия как внешнюю кратковременно действующую силу N с учетом действия момента от собственного веса. Пользуемся алгоритмами табл. 5.20 и 5.23.

Поскольку вычисления для всех трех сечений однотипны, расчет удобно производить в табличной форме.

В табл. 10.5 приведены последовательность расчета по раскрытию трещин и результаты его отдельных этапов.

Таблица 10.5. **Проверка ширины раскрытия трещин**

Расчетные формулы и характеристики сечений	Сечение		
	0—0	1—1	2—2
Эксцентриситет действия силы N_{01} (см) $e_{01} = e_0 - \frac{M_{св}}{N_{01}}$	33,6	42,6	52,6
Эксцентриситет действия внешней силы относительно арматуры растянутой зоны (см) $e = e_{01} + h_0 - y$	69,6	89,6	113,6
$\mu n = \frac{F_а}{b h_0} n$	0,0107	0,023	0,018
$\gamma' = \frac{(b_п' - b) h_п' + \frac{n}{\nu} F_а' + \frac{n}{\nu} F_н'}{b h_0}$	0,052	0,365	0,282
Заменяющий момент (т·м) $M_з = N_{01} e$	55,0	70,7	90,0
$L = \frac{M_з}{b h_0^2 R_и^н}$	0,133	0,383	0,30

Продолжение табл. 10.5.

Расчетные формулы и характеристики сечений	Сечение		
	0—0	1—1	2—2
r (см)	$b_п = b$ $r = 2a' = 14$	$b'_п \neq b$ $r = h'_п = 19{,}5$	$b'_п \neq b$ $r = h'_п = 19{,}5$
$T = \gamma'\left(1 - \frac{r}{2h_0}\right)$	0,047	0,329	0,260
$k_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5(L+T)}{10\mu n}}$	0,051	0,046	0,043
$e_1 = \left\lvert \frac{M_з}{N_0} \right\rvert$ (см)	69,5	89,5	114,0
$k_2 = \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5 \frac{e_1}{h_0} - 5}$	0,280	0,340	0,318
Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = k_1 + k_2$	0,331	0,386	0,361
$b'_п = b$	Да	Нет	Нет
Переходим к п. 15 для сечения 0—0 и к п. 14 для сечений 1—1, 2—2			
$\xi < \frac{h'_п}{h_0}$	—	0,386 > 0,204	0,361 > 0,16
Переходим к п.15 Так как арматура A' учитывается, переходим к п.16			
$\xi < \frac{2a'}{h_0}$	0,331 > 0,18	0,386 > 0,147	0,361 > 0,115
Плечо внутренней пары сил $z_1 = h_0\left(1 - \frac{\frac{r}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right)$ (см)	65,0	85,3	109,0
Сжимающая сила, соответствующая моменту трещинообразования ($т$) $N_т = \frac{M_т}{e_{01} - r_я} = \frac{R^{п}_{р}W_т}{e_{01} - r_я}$	108,0	82,0	75,0
Заменяющий момент трещинообразования $M_{з.т} = N_т e$ ($т \cdot м$)	75,0	73,0	85,0
$L_т = \frac{M_{з.т}}{bh_0^2 R^{н}_{и}}$	0,182	0,396	0,282
$k_{1т} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5(L_т+T)}{10\mu n}}$	0,045	0,046	0,045
$e_{1т} = \left\lvert \frac{M_{з т}}{N_0} \right\rvert$ (см)	94,5	92,0	107
$k_{2т} = \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5 \frac{e_{1т}}{h_0} - 5}$	0,166	0,34	0,37
$\xi_т = k_{1т} + k_{2т}$	0,211	0,39	0,42
$z_{1т} = h_0\left(1 - \frac{\frac{r}{h_0}\gamma' + \xi_т^2}{2(\gamma' + \xi_т)}\right)$ (см)	68,2	82,0	103

Продолжение табл. 10.5.

Расчетные формулы и характеристики сечений	Сечение		
	0—0	1—1	2—2
$m = \dfrac{M_{з.т} - N_0 z_{1т}}{M_з - N_0 z_{1т}}$	1,0	1,0	0,875
$\psi_а = 1{,}3 - sm - \dfrac{1 - m}{6{,}5 - 4{,}5m}$	0,20	0,20	0,29
$k_1 = \dfrac{W_т}{(F_а + F_н) z_1 n} - 2$	48,0	34,6	35,6
$u = \dfrac{F_а}{n \Sigma d}$	0,25	0,25	0,25
Расстояние между трещинами (*см*) $l_т = k_1 n u \eta$	55,2	40,0	41,0
Напряжение в арматуре растянутой зоны $\sigma_а = \dfrac{N(e_1 - z_1)}{F_а z_1} < R_а^н = 4000$ *кг/см²*	2060	1450	1350
Ширина раскрытия трещин $a_т = \psi_а \dfrac{\sigma_а}{E_а} l_т$	0,13	0,06	0,09
	Ширина раскрытия трещин во всех сечениях меньше допустимой $a_т = 0{,}3$ *мм*		

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ СТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА *

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать сегментную предварительно напряженную железобетонную ферму пролетом 24 *м* при шаге ферм 6 *м* под покрытие из крупнопанельных плит размером 1,5 × 6,0 *м* (деталь конструкции

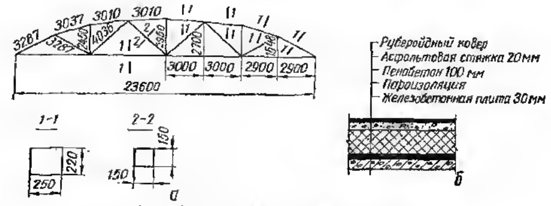


Рис. 10.19. К расчету фермы покрытия:
а — схема фермы; *б* — деталь конструкции покрытия.

покрытия показана на рис. 10.19). В покрытии предусматривается устройство светового фонаря. Ферма изготовляется с монолитными поясами и закладной решеткой. Все элементы фермы изготовляются из бетона

* При составлении настоящего примера, кроме нормативных, использованы следующие материалы: 1) Клевцов В. А., Котляр Н. Л. К расчету промежуточных узлов ферм. «Строительное проектирование промышленных предприятий», 1965, № 2; 2) Клевцов В. А., Портер Э. Г. Уточнение расчета трещиностойкости нижних поясов стропильных ферм. «Бетон и железобетон», 1965, № 1; 3) Руководство по применению арматурных прядей и канатов в предварительно напряженных железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1967; 4) Клевцов В. А., Цапко Н. П. К расчету опорных узлов предварительно напряженных железобетонных ферм. «Строительное проектирование промышленных предприятий», 1966, № 2.

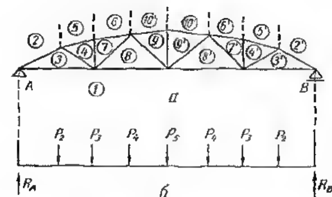


Рис. 10.20. Расчетная схема фермы (*а*) и схема приложения нагрузок (*б*).

марки 400. Допустимая ширина раскрытия трещин $[a_т] = 0{,}2$ *мм*. Геометрическая схема фермы и схема приложения нагрузки приведена на рис. 10.20.

Общие указания по расчету и конструированию

Расчет ферм состоит из следующих этапов:

1. Статический расчет, выполняемый одним из методов строительной механики как шарнирно-стержневой системы. Изгибающие моменты, возникающие в верхнем поясе фермы от внеузлового опирания панелей и в нижнем поясе за счет его неразрезности, определяют дополнительными расчетами.

2. Расчет элементов фермы по прочности (1-е предельное состояние), по образованию или раскрытию трещин (3-е предельное состояние), а также всей фермы по деформациям (2-е предельное состояние).

Прочность нижнего пояса фермы как центрально растянутого элемента проверяется при действии усилия от внешней нагрузки.

Трещиностойкость нижнего пояса фермы проверяется при действии осевых усилий от предварительного обжатия и внешней нагрузки, а также момента от внешней нагрузки, возникающего из-за неразрезности нижнего пояса.

Расчет растянутых элементов фермы по раскрытию трещины выполняется с учетом возможности появления максимального раскрытия трещин, превышающего средние значения, из условия

$$a_{т.макс} \leqslant [a_т]. \tag{10.1}$$

Максимальная ширина раскрытия трещин $a_{т.макс}$ зависит от шага и диаметра хомутов и определяется по формуле

$$a_{т.макс} = k_{ст} a_т^{ср}, \tag{10.2}$$

где $a_т^{ср}$ — средняя ширина раскрытия трещин;
$k_{ст}$ — статистический коэффициент, учитывающий возможное превышение максимального раскрытия отдельных трещин над средним; при учете влияния хомутов принимается $k_{ст} = 1{,}7$; при отсутствии хомутов или их влияния принимается $k_{ст} = 2{,}0$.

Средняя ширина раскрытия трещин $a_т^{ср}$ определяется по формуле

$$a_т^{ср} = \psi_а \frac{\sigma_а}{E_а} l_т^{ср}. \tag{10.3}$$

При определении расстояния между трещинами $l_т^{ср}$ следует учитывать регулирующее влияние хомутов в случаях, когда выполняются одновременно два следующих условия:

$$\mu_п \geqslant 0{,}1 \text{ и } 0{,}82 l_т \leqslant u_х \leqslant 2{,}5 l_т^{ср}.$$

Здесь $\mu_п = \frac{p_х d_х}{F}$ — коэффициент поперечного армирования, где $p_х$ — периметр хомута; $d_х$ — его диаметр; $u_х$ — шаг хомутов; F — площадь бетонного сечения.

При этом среднее расстояние между трещинами $l_т^{ср}$ не должно превышать $0{,}8\, l_т^{доп}$, где $l_т^{доп}$ — предельное допускаемое расстояние между трещинами, определяемое из условия допустимого раскрытия трещин $a_т$.

При относительно частом расположении хомутов расстояние между трещинами принимается равным шагу хомутов, при более редком расположении возможно образование дополнительной трещины между хомутами.

Определение максимальной ширины раскрытия трещин $a_{т.макс}$ в растянутых элементах ферм рекомендуется выполнять по алгоритму, приведенному в табл. 10.6.

Таблица 10.6. **Определение максимальной ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси центрально растянутых элементов ферм**

№ п.п	Алгоритм	Пояснения
1	$d_x = 0{,}1\dfrac{bh}{p_x}$	Определение диаметра хомутов, оказывающих влияние на расположение трещин
2	Если $d_{x.пр} \geqslant d_x$, перейти к п. 3, иначе — к п. 11	Оказывают ли влияние хомуты принятого диаметра $d_{x.пр}$ на расположение трещин
3	$k_{ст} = 1{,}7$; $l_т^{доп} = \dfrac{[a_т]E_а}{k_{ст}\psi_а\sigma_а}$	Определение допустимого расстояния между трещинами
4	$\Delta\sigma_а = \dfrac{N - N_т}{F_а}$	См. примечание
5	$l_т^{ср} = \left(2{,}1 - 0{,}1\dfrac{\Delta\sigma_а}{400}\right) l_т$	Определение среднего опытного расстояния между трещинами
6	Если $l_т^{ср} \leqslant 0{,}8 l_т^{доп}$, перейти к п. 7, иначе — к п. 11	
7	Если $2l_т^{ср} \leqslant u_x \leqslant 2{,}5 l_т^{ср}$, перейти к п. 8, иначе — к п. 9	Проверка принятого расстояния между хомутами
8	$l_т^{ср} = 0{,}5u_x$; перейти к п. 12	Определение расстояния между трещинами
9	Если $0{,}8l_т \leqslant u_x \leqslant 1{,}25 l_т^{ср}$, перейти к п. 10, иначе — к п. 11	Проверка расстояния между хомутами
10	$l_т^{ср} = u_x$, перейти к п. 12	Определение расстояния между трещинами
11	$k_{ст} = 2{,}0$; $l_т^{ср} = l_т$	
12	$a_т^{ср} = \psi_а \dfrac{\sigma_а}{E_а} l_т^{ср}$	Определение средней ширины раскрытия трещин
13	$a_{т.макс} = k_{ст} a_т^{ср}$; конец	Определение максимальной ширины раскрытия трещин

Примечание. При определении усилия $N_т$ следует учитывать напряжение от усадки; при наличии усадочных трещин $N_т = 0$.

Величины $\sigma_а$, $\psi_а$, $l_т$ определяются по алгоритму табл. 4.42.

В фермах, нижний пояс которых армируется самозаанкеривающейся арматурой, натягиваемой на упоры, расчету на прочность подлежит поперечная арматура опорных узлов. Количество поперечной арматуры опорного узла определяется из условий прочности наклонного сечения AB при действии нормальных усилий (рис. 10.21, *а*) и наклонного сечения ABC при действии момента (рис. 10.21, *б*).

Условие прочности наклонного сечения AB получаем, записывая сумму проекций усилий, действующих в сечении AB, на нормаль к нему

$$N_1 \sin\alpha \leqslant \left(N_н \frac{l_{1н}}{l_{з.н}} + N_а \frac{l_{1а}}{l_{з.а}}\right) \sin\alpha + N_x \cos\alpha, \qquad (10.4)$$

где N_1 — усилие в приопорной панели нижнего пояса;

$N_н \dfrac{l_{1н}}{l_{з.н}} = R_н F_н \dfrac{l_{1н}}{l_{з.н}}$ — предельное усилие, воспринимаемое растянутой напрягаемой арматурой, на действительной длине ее заделки l_1 за линию AB;

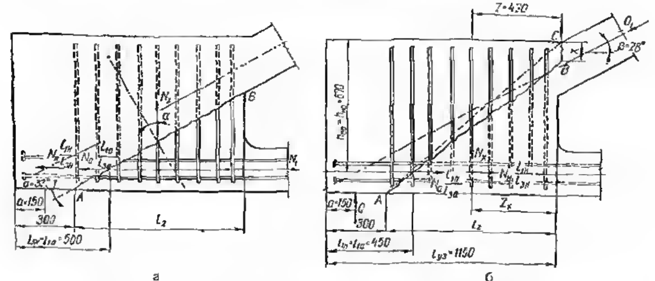


Рис. 10.21. Схема расположения усилий при расчете прочности опорного узла:
а — по нормальной силе в сечении *AB*; *б* — по моменту в сечении *ABC*.

$N_a \frac{l_{1a}}{l_{з.а}} = R_a F_a \frac{l_{1a}}{l_{з.а}}$ — предельное усилие, воспринимаемое ненапрягаемой арматурой, на действительной длине ее заделки l_{1a} за линию *AB*;

α — угол наклона линии *AB*;

n — число поперечных стержней, пересекаемых линией *AB* (исключая поперечные стержни, отстоящие от грани опоры менее чем на 100 *мм*);

$l_{з.н}$ — длина заделки предварительно напрягаемой арматуры, обеспечивающая полное использование ее расчетного сопротивления и определяемая для бетонов марки 400 и выше по табл. 10.7.

$l_{з.а}$ — величина заделки ненапрягаемой арматуры, обеспечивающая полное использование ее расчетного сопротивления и определяемая по табл. 8.9.

Таблица 10.7. Длина заделки арматуры $l_{з.н}$

Вид напрягаемой арматуры	$l_{з.н}$, *см*
Семипроволочные пряди ∅ 12 и 15	150
То же ∅ 9	120
Высокопрочная проволока периодического профиля	100
Стержневая арматура классов А-IIIв и А-IV	35*d*

Примечание. *d* — диаметр арматуры.

В тех случаях, когда обеспечено надежное заанкеривание обычной арматуры за линию *AB*, допускается принимать $l_{1a} = l_{з.а}$.

Предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, определяется по формуле

$$N_x = nf_x R_{a.x}. \quad (10.5)$$

Площадь сечения арматуры, устанавливаемой параллельно напрягаемой арматуре, принимается равной:

при армировании нижнего пояса семипроволочными прядями

$$F_a = 0,2 \frac{N_1}{R_a}; \quad (10.6)$$

в остальных случаях

$$F_a = 0,1 \frac{N_1}{R_a}. \quad (10.7)$$

Из условия (10.4) с учетом выражения (10.5) получаем формулу для непосредственного определения площади сечения одного поперечного стержня

$$f \geqslant \frac{N_1 - N_н \frac{l_{1н}}{l_{з.н}} - N_а \frac{l_{1а}}{l_{з.а}}}{nR_{а.х} \operatorname{ctg} \alpha}. \qquad (10.8)$$

Условие прочности наклонного сечения ABC получаем, записывая сумму моментов внутренних усилий в сечении AB относительно равнодействующей усилия в сжатой зоне сечения BC (рис. 10.21, *б*):

$$Q(l_{уз} - a) \leqslant N_н \frac{l_{1н}}{l_{з.н}}\left(h_{н0} - \frac{x}{2}\right) + N_а \frac{l_{1а}}{l_{з.а}}\left(h_{а0} - \frac{x}{2}\right) + N_x z_x, \qquad (10.9)$$

где $h_{н0}$ и $h_{а0}$ — расстояния от верхней грани опорного узла до центра тяжести напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

x — высота сжатой зоны, определяемая из условия равновесия суммы проекций внутренних усилий на горизонтальную ось по формуле

$$x = \frac{N_н \frac{l_{1н}}{l_{з.н}} + N_а \frac{l_{1а}}{l_{з.а}}}{R_и b}; \qquad (10.10)$$

$l_{уз}$ — длина опорного узла;

a — расстояние от торца опорного узла до центра опорной площади;

z_x — расстояние от равнодействующей усилий в поперечной арматуре опорного узла до центра тяжести сжатой зоны сечения.

Величина опорной реакции Q может быть определена по формуле

$$Q = O_1 \sin \beta, \qquad (10.11)$$

где O_1 — усилие в приопорной панели верхнего пояса;

β — угол наклона приопорной панели верхнего пояса.

Из условия (10.9) с учетом формул (10.5) и (10.11) получаем формулу для непосредственного определения площади сечения одного поперечного стержня

$$f_x \geqslant \frac{O_1(l_{уз} - a)\sin\beta - N_н \frac{l_{1н}}{l_{з.н}}\left(h_{н0} - \frac{x}{2}\right) - N_а \frac{l_{1а}}{l_{з.а}}\left(h_{а0} - \frac{x}{2}\right)}{nR_{а.х} z_x}. \qquad (10.12)$$

Расчет по формулам (10.12) и (10.10) следует вести последовательными приближениями, определяя сначала величину x, исходя из величины l_1, получаемой по положению линии AC.

В промежуточных узлах фермы, в которых анкеровка растянутых элементов решетки осуществляется за счет сцепления арматуры с бетоном (без

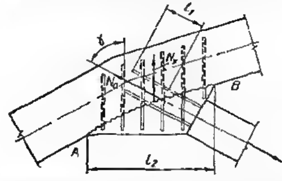


Рис. 10.22. Схема расположения усилий при расчете прочности промежуточного узла.

сварки арматуры решетки с арматурой поясов или с закладными деталями), расчету подлежат поперечная арматура узлов и стержни, окаймляющие узел.

Количество поперечной арматуры промежуточного узла определяется из условия прочности сечения AB (рис. 10.22).

При этом все элементы, примыкающие к узлу, условно рассматриваются сжатыми, за исключением растянутого раскоса. В соответствии с принятой расчетной схемой предельного состояния узла в сечении AB действуют следующие усилия:

N_x — равнодействующая нормальных усилий в поперечных стержнях;
N — усилие в растянутом раскосе;
N_a — усилие, воспринимаемое сцеплением арматуры раскоса с бетоном на участке l_1.

Усилие, воспринимаемое окаймляющими стержнями, в запас прочности не учитывается.

Условие прочности сечения AB получим, проектируя все усилия на ось растянутого раскоса.

$$N \leqslant N_x \cos\gamma + N_a. \tag{10.13}$$

Исходя из (10.13), с учетом выражения (10.5) находим площадь сечения одного поперечного стержня по формуле

$$f_x \geqslant \frac{N - N_a}{nR_{a.x}\cos\gamma}. \tag{10.14}$$

Усилие N_a, воспринимаемое сцеплением арматуры раскоса с бетоном на участке l_1, определяется для арматуры с расчетным сопротивлением R_a по формуле

$$N_a = N\left(\frac{k_2 l_1 + a}{k_1 l_a}\right), \tag{10.15}$$

где l_a — длина анкеровки арматурных стержней при напряжении в арматуре, равном R_a, определяется по табл. 8.9;

k_1 — коэффициент, принимаемый равным $\frac{\sigma_a}{R_a}$;

k_2 — коэффициент, учитывающий увеличение длины заделки l_1 в обжимаемой зоне и принимаемый $k_2 = 1{,}1$ для узлов со сжатой стойкой и растянутым раскосом и $k_2 = 1$ для прочих узлов и узлов верхнего пояса.

Величина a учитывает условное увеличение длины заделки при наличии анкеров арматуры и принимается по табл. 10.8.

Армирование фермы осуществляется следующим образом.

Нижний пояс фермы армируется напрягаемой арматурой (позиция *1* на рис. 10.25, *а*), а также ненапрягаемой арматурой в виде пространственных каркасов, изготовляемых гнутьем плоских каркасов (каркас К1 на рис. 10.25, *а*).

Таблица 10.8. Значения a

Тип анкера	В диаметрах рабочей арматуры каркаса
Два коротыша	5d
Один коротыш, петля	3d
Высаженная головка	2d
Поперечные стержни	2d

Верхний пояс фермы армируется пространственными каркасами (КП1 и КП2), собираемыми из плоских каркасов с применением контактной точечной сварки.

Сборные элементы решетки армируются пространственными каркасами (типа КП8), собираемыми из плоских каркасов.

Для улучшения анкеровки растянутых элементов решетки в узлах фермы в качестве концевых анкеров могут применяться коротыши (позиция *33* на рис. 10.25), петли или поперечные стержни, привариваемые к основной арматуре элемента.

Узлы фермы армируются пространственными каркасами. Пространственные каркасы образуются за счет перегиба поперечных стержней плоских каркасов (каркасы КР4, КР5, КР6, КР7 для узлов *2*, *3*, *5*, *6* на рис. 10.25).

В промежуточных узлах фермы, насыщенных поперечной арматурой, в которых стыкуются каркасы верхнего пояса фермы, допускается образовы-

вать пространственные каркасы путем соединения окаймляющих стержней шпильками (позиция *25* на рис. 10.25).

Окаймляющие стержни узлов рекомендуется выполнять цельногнутыми, стыкуя их в верхней зоне опорных и промежуточных узлов верхнего пояса и в нижней зоне промежуточных узлов нижнего пояса (позиции *16* и *18* на рис. 10.25).

На концах продольных нижних стержней каркасов опорных узлов создаются дополнительные анкера в виде петель или высаженных головок (позиция *11* на рис. 10.25).

Определение нагрузок на ферму

Определение постоянной нагрузки от конструкции покрытия приведено в табл. 10.9.

Таблица 10.9. **Постоянная нагрузка на 1 $м^2$ покрытия**

Элементы покрытия	Нормативная нагрузка, $кг/м^2$	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, $кг/м^2$
Рубероидный ковер	10	1,2	12
Асфальтовая стяжка ($\gamma = 1800$ $кг/м^3$) — 20 *мм*	35	1,2	42
Утеплитель-пенобетон ($\gamma = 500$ $кг/м^3$) — 100 *мм*	52	1,2	62
Пароизоляция	5	1,2	6
Железобетонные плиты покрытия (с учетом заливки швов)	170	1,1	187
Всего ...	272	—	309

Нормативные нагрузки на ферму от фонаря (с учетом веса карнизов, остекления, бортовых элементов, приборов открывания и собственного веса фонаря) по серии ПК-01-126: $P_3 = 2{,}70$; $P_4 = 0{,}1$; $P_5 = 1{,}6$ *т*.

Расчетные нагрузки от фонаря:

$$P_3 = 3{,}0; \qquad P_4 = 0{,}1; \qquad P_5 = 1{,}8 \ т.$$

Временной является снеговая нагрузка номинальной интенсивности $p = 100$ $кг/м^2$.

Для данной схемы покрытия и фонаря требуется произвести расчет на два варианта загружения снеговой нагрузкой. Схемы загружения показаны на рис. 10.23.

Рис. 10.23 Схемы загружения снеговой нагрузкой по первому (*а*) и второму (*б*) вариантам загружения.

Определяем коэффициенты перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нагрузке на покрытие c и c_1:

$$c = 1 + 0{,}2\frac{a}{2b} = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{12}{2 \cdot 6} = 1{,}2;$$

$$c_1 = 1{,}5\left(1 + 0{,}6\frac{a}{b}\right) = 1{,}5\left(1 + 0{,}6 \cdot \frac{12}{6}\right) = 3{,}3.$$

Ввиду того, что пролет плит 6 *м*, согласно данным табл. 22.16 принимаем $c_1 = 2$.

Расчетная величина веса снегового покрова

$$p = 100 \cdot 1{,}4 = 140 \ кг/м^2.$$

Собственный вес фермы предварительно принимаем равным 9,2 *т*.

Приводя нагрузку от собственного веса фермы к узлам, получаем узловые нагрузки

нормативную — $\frac{9,2}{24} \cdot 3 = 1,15$ *т*; расчетную $1,15 \cdot 1,1 = 1,27$ *т*.

Определяем нагрузку на узлы верхнего пояса фермы от длительно действующей нормативной нагрузки (собственный вес конструкции покрытия и фонаря):

$$P_2^н = 272 \cdot 3 \cdot 6 + 1150 = 6046\ кг = 6,05\ т;$$

$$P_3^н = 272 \cdot 3 \cdot 6 + 2700 + 1150 = 8746\ кг = 8,75\ т;$$

$$P_4^н = 272 \cdot 3 \cdot 6 + 100 + 1150 = 6150\ кг = 6,15\ т;$$

$$P_5^н = 272 \cdot 3 \cdot 6 + 1600 + 1150 = 7650\ кг = 7,65\ т.$$

Расчетная длительно действующая нагрузка:

$$P_2 = 309 \cdot 3 \cdot 6 + 1270 = 6830\ кг = 6,83\ т;$$

$$P_3 = 309 \cdot 3 \cdot 6 + 3000 + 1270 = 9830\ кг = 9,83\ т;$$

$$P_4 = 309 \cdot 3 \cdot 6 + 100 + 1270 = 6930\ кг = 6,93\ т;$$

$$P_5 = 309 \cdot 3 \cdot 6 + 1800 + 1270 = 8630\ кг = 8,63\ т.$$

Определяем нагрузку на узлы верхнего пояса фермы от кратковременно действующей нормативной нагрузки (I вариант снеговой нагрузки):

$$P_2^н = 100 \cdot 1,2 \cdot 3 \cdot 6 = 2160\ кг = 2,16\ т;$$

$$P_3^н = 100\left(\frac{1,2+0,8}{2}\right)3 \cdot 6 = 1800\ кг = 1,8\ т;$$

$$P_4^н = 100 \cdot 0,8 \cdot 3 \cdot 6 = 1440\ кг = 1,44\ т;$$

$$P_5^н = 100 \cdot 0,8 \cdot 3 \cdot 6 = 1440\ кг = 1,44\ т.$$

Расчетная нагрузка:

$$P_2 = 2,16 \cdot 1,4 = 3,02\ т;$$

$$P_3 = 1,8 \cdot 1,4 = 2,52\ т;$$

$$P_4 = 1,44 \cdot 1,4 = 2,02\ т;$$

$$P_5 = 1,44 \cdot 1,4 = 2,02\ т.$$

Определяем нагрузку на узлы верхнего пояса фермы от кратковременно действующей нормативной нагрузки (II вариант снеговой нагрузки):

$$P_2^н = 100\left(\frac{2+0,67}{2}\right)3 \cdot 6 = 2400\ кг = 2,4\ т;$$

$$P_3^н = 100 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 6 = 1800\ кг = 1,8\ т;$$

$$P_4^н = 0; \qquad P_5^н = 0.$$

Расчетная нагрузка:

$$P_2 = 2,4 \cdot 1,4 = 3,36\ т;$$

$$P_3 = 1,8 \cdot 1,4 = 2,52\ т;$$

$$P_4 = P_5 = 0.$$

Значения узловых нагрузок приведены в табл. 10.10.

Таблица 10.10. Узловые нагрузки на ферму

Нагрузка	Реакция, *т*	Узловые нагрузки, *т*			
		P_2	P_3	P_4	P_5
Нормативная длительно действующая	24,7	6,05	8,75	6,15	7,65
Расчетная длительно действующая	27,1	6,83	9,83	6,93	8,63
Снеговая, I вариант					
Нормативная	6,12	2,16	1,8	1,44	1,44
Расчетная	8,56	3,02	2,52	2,02	2,02
Снеговая, II вариант					
Нормативная	4,2	2,4	1,8	0	0
Расчетная	5,88	3,36	2,52	0	0

Две крайние панели верхнего пояса фермы испытывают изгиб от внеузлового опирания панелей покрытия.

Расчетная внеузловая нагрузка от длительно действующей нагрузки в первой панели

$$P_a = 309 \cdot 1,5 \cdot 6 = 2780 \ кг = 2,78 \ т;$$

во второй панели

$$P_б = 2,78 \ т.$$

Расчетные внеузловые нагрузки при загружении снегом:
по первому варианту

$$P_a = P_б = 140 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 6 = 1510 \ кг = 1,51 \ т;$$

по второму варианту

$$P_a = 140 \cdot 0,67 \cdot 1,5 \cdot 6 = 840 \ кг = 0,84 \ т;$$

$$P_б = 140 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 6 = 2520 \ кг = 2,52 \ т.$$

Определение усилий в стержнях фермы

Изгибающие моменты в верхнем поясе фермы определяем с помощью линий влияния по табл. 14.15, рассматривая его как неразрезную балку с несмещаемыми опорами. Поскольку загружены только две крайние панели с каждой стороны, то при определении моментов вполне допустимо восьмипролетную балку заменить пятипролетной.

Моменты от длительно действующей нагрузки:
в первом пролете

$$M_5 = (0,2 - 0,0368)\,2,78 \cdot 3 = 1,36 \ т \cdot м;$$

на первой промежуточной опоре

$$M_{10} = (-0,1005 - 0,737)\,2,78 \cdot 3 = -1,45 \ т \cdot м;$$

во втором пролете

$$M_{15} = (-0,0368 + 0,1729)\,2,78 \cdot 3 = 1,14 \ т \cdot м;$$

на второй промежуточной опоре

$$M_{20} = (-0,0805 - 0,0792)\,2,78 \cdot 3 = -1,33 \ т \cdot м.$$

Моменты от кратковременной нагрузки определяются аналогично. Эпюры моментов приведены на рис. 10.24.

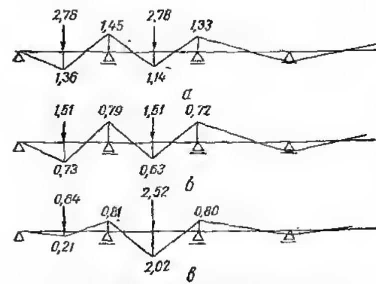


Рис. 10.24. Эпюры моментов в верхнем поясе фермы от внеузлового опирания панелей покрытия:

а — от длительно действующей нагрузки; *б* — от снеговой нагрузки по первому варианту загружения; *в* — то же по второму.

Усилия в стержнях фермы определяем построением диаграмм Кремоны, прикладывая нагрузку к узлам верхнего пояса фермы. Результаты определения усилий приведены в табл. 10.11.

Таблица 10.11. **Усилия в стержнях фермы**

Элемент фермы	Номер стержня	Длительно действующая нагрузка		Кратковременная нагрузка (варианты снеговой нагрузки)			Полная нагрузка		
				I		II	расчетная		нормативная
		расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	I	II	
Верхний пояс		−57,5	−51,1	−19,5	−13,9	−12,5	−77,0	−70,0	−65,0
	2—3	1,32	—	0,73	—	0,21	2,05	1,53	—
	4—5	−59,0	−51,4	−19,0	−13,6	−9,5	−78,0	−68,5	−65,0
		1,10	—	0,63	—	2,02	1,73	3,12	—
	6—7	−57,0	−49,9	−17,0	−12,1	−9,0	−74,0	−66,0	−62,0
	9—10	−63,0	−53,8	−18,5	−13,2	−5,5	−81,5	−68,5	−67,0
Нижний пояс	1—3	52,0	43,6	16,0	11,4	9,5	+68,0	61,5	+55,0
	1—8	60,5	50,4		13,6		81,0	67,2	64,0
Стойки	4—7	3,5	2,8	1,0	0,7	−1,0	4,5	2,5	3,5
	9—9	2,0	1,9	1,5	1,1	−1,5	3,5	2,5	3,0
Раскосы	3—4	6,0	4,7	1,0	0,7	−2,0	7,0	4,0	5,4
	7—8	−10,0	−8,5	−3,0	−2,1	−1,6	−13,0	−11,6	−10,6
	8—9	−2,0	−1,8	−1,0	−0,7	−0,5	−3,0	−2,5	−2,5

Расчет нижнего пояса фермы по прочности

Нижний пояс рассчитываем как центрально растянутый на максимальное усилие 81,0 *т*. Принимаем напрягаемую арматуру из высокопрочной проволоки периодического профиля класса Вр-II по ГОСТ 8480—63 диаметром 5 *мм*.

$$R_в = 10\,200\ кг/см^2.$$

Необходимую площадь арматуры определяем по формуле (5.30)

$$F_н = \frac{N}{R_а} = \frac{81\,000}{10\,200} = 7{,}95\ см^2.$$

Площадь сечения одной проволоки $f_а = 0{,}196\ см^2$.

Необходимое количество проволок

$$n = \frac{F_н}{f_а} = \frac{7{,}95}{0{,}196} = 40\ шт.$$

Принимаем напрягаемую арматуру из 44 ⌀ 5 ВрII и ненапрягаемую из 4 ⌀ 5 BI ($R_а = 3150\ кг/см^2$).

Расчет нижнего пояса фермы по образованию трещин

Нормативное сопротивление арматуры класса Вр-*II* диаметром 5 *мм*

$$R_a^н = 16\,000 \ кг/см^2.$$

Арматура натягивается на упоры. Величина контролируемого напряжения без учета потерь (см. табл. 5.1)

$$\sigma_0 = 0{,}8\,R_a^н = 0{,}80 \cdot 16\,000 = 12\,800 \ кг/см^2.$$

Определяем потери предварительного напряжения арматуры, происходящие до окончания обжатия бетона, согласно табл. 5.4.

Потери от релаксации напряжений стали (см. табл. 5.5, п.3)

$$\sigma_п^р = \left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_a^н} - 0{,}1\right)\sigma_0 = \left(0{,}27 \cdot \frac{12\,800}{16\,000} - 0{,}1\right) 12\,800 = 1485 \ кг/см^2.$$

Потери от податливости анкерных устройств принимаем равными нулю.

Потери от температурного перепада при $\Delta t = 40°$ (см. табл. 5.5, п.9)

$$\sigma_п^t = 20\,\Delta t = 20 \cdot 40 = 800 \ кг/см^2.$$

Первые потери

$$\sigma_{п1} = 1485 + 800 = 2285 \ кг/см^2.$$

Напряжение в арматуре с учетом первых потерь

$$\sigma_0 = 12\,800 - 2285 = 10\,515 \ кг/см^2.$$

Определяем потери, происходящие после окончания обжатия бетона, согласно табл. 5.4:

потери от усадки бетона (см. табл. 5.5, п. 1)

$$\sigma_п^у = 400 \ кг/см^2;$$

потери от ползучести бетона

$$E_б = 0{,}35 \cdot 10^6 \ кг/см^2;$$

$$E_a = 1{,}8 \cdot 10^6 \ кг/см^2;$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{0{,}35 \cdot 10^6} = 5{,}15;$$

$$F_п = F + nF_н + nF_a = 22{,}0 \cdot 25{,}0 + 44 \cdot 0{,}196 \cdot 5{,}15 + \\ + 4 \cdot 0{,}196 \cdot 5{,}15 = 598{,}5 \ см^2.$$

Напряжения в бетоне от усилий предварительного обжатия

$$\sigma_б = \frac{F_н\sigma_0}{F_п} = \frac{44 \cdot 0{,}196 \cdot 10\,515}{598{,}5} = 152 \ кг/см^2.$$

Отпуск напрягаемой арматуры производится к моменту достижения бетоном кубиковой прочности, равной 70% от проектной.

$$R_0 = 0{,}7 \cdot 400 = 280 \ кг/см^2.$$

Так как отношение $\frac{\sigma_б}{R_0} = \frac{152}{280} = 0{,}545 > 0{,}5$, определение потерь от ползучести производим по формуле

$$\sigma_п^п = \frac{k_1 k_2 E_a R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0{,}5\right)\right] =$$

$$= \frac{1 \cdot 1 \cdot 5{,}15 \cdot 400}{280}\left[152 + 3 \cdot 280\left(\frac{152}{280} - 0{,}5\right)\right] = 1380 \ кг/см^2.$$

Вторые потери

$$\sigma_{п2} = 1380 + 400 = 1780 \ кг/см^2.$$

Напряжение в арматуре с учетом всех потерь

$$\sigma_0 = 10\,515 - 1780 = 8735 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения в ненапрягаемой арматуре, равные потерям от ползучести и усадки,

$$\sigma_а = 1780 \text{ кг/см}^2.$$

Трещиностойкость нижнего пояса проверяется при действии усилия предварительного обжатия и усилий от внешней нагрузки.

Величину момента определяем, рассматривая нижний пояс как неразрезную балку на упругоподатливых опорах, которыми являются промежуточные узлы фермы.

Прогибы узлов фермы определяем по формуле

$$f = \sum_i N_i \varepsilon_{0i} l_i. \qquad (10.16)$$

Деформации элементов фермы $\varepsilon_{0i} l_i$ определяем от нормативной нагрузки, поскольку к ферме предъявляются требования, как к конструкции II категории трещиностойкости.

Деформации элементов ферм вычисляются по формулам, приведенным в табл. 4.41.

Деформации сжатых элементов верхнего пояса и решетки (элементы *7—8* и *8—9*) вычисляются по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{2\nu E_б F_п}.$$

Деформации растянутых элементов решетки (стойки *4—7* и *9—9'*), не имеющие трещин, определяются по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{E_б F_б}.$$

Деформации растянутых элементов решетки (раскос *3—4*) с трещинами определяются по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{\psi_а N}{E_а F_а}.$$

Деформации нижнего пояса, отсчитываемые от состояния после предварительного обжатия, вычисляются с учетом упругих деформаций от кратковременного действия усилия N_0 по формуле

$$\Delta l = \varepsilon_0 l = \left(\frac{N_н - N_0}{\nu E_б F_п} + \frac{N_0}{E_б F_п}\right) l.$$

Усилие предварительного обжатия определяем по формуле (5.1)

$$N_0 = \sigma_0 F_н - \sigma_а F_а = 8735 \cdot 8{,}62 - 1780 \cdot 0{,}785 = 73\,700 \text{ кг} = 73{,}7 \text{ т}.$$

Результаты вычислений деформаций элементов фермы по формулам табл. 4.41 приведены в табл. 10.12.

Величина $\psi_а = 0{,}71$ найдена ниже — при определении ширины раскрытия трещин в растянутом раскосе *3—4*. Прочерки в табл. 10.12 обозначают отсутствие соответствующей величины в формуле для определения деформаций.

Вычисления осадки промежуточных узлов фермы по формуле (10.16) выполняем в табличной форме (табл. 10.13). Усилия в элементах фермы от единичной силы, приложенной в первом промежуточном узле, записаны в графе 3, а усилия от единичной силы, приложенной в среднем узле фермы,— в графе 4. Усилия определены построением диаграмм Кремоны.

Прогиб первого промежуточного узла нижнего пояса фермы

$$f_1 = 3{,}49 \text{ см};$$

прогиб среднего узла нижнего пояса фермы

$$f_2 = 4{,}22 \text{ см}.$$

Таблица 10.12. **Определение деформаций элементов фермы от нормативной нагрузки**

Элементы фермы	Номер стержня	$N_н$, *т*	2ν	$\psi_а$	$F_п$ или $F_а$, *см²*	*l, см*	$\Delta l = \varepsilon_0 l$, *см*
Верхний пояс	2—3	—65,0	0,3	—	550	328,7	—0,37
	5—4	—65,0	0,3	—	550	303,7	—0,34
	6—7	—62,2	0,3	—	550	301,0	—0,32
	9—10	—67,0	0,3	—	550	301,0	—0,35
Нижний пояс	1—3	55,0	—	—	598	580,0	0,030
	1—8	64,0	—	—	598	600,0	0,118
Стойки	4—7	3,5	—	—	225	245,0	0,011
	9—9	3,0	—	—	225	295,0	0,011
Раскосы	3—4	5,4	—	0,71	3,14	328,7	0,280
	7—8	—10,6	0,3	—	225	403,6	—0,180
	8—9	—2,5	0,3	—	225	403,6	—0,042

Таблица 10.13. **Определение прогибов фермы**

Элементы фермы	Номер стержня	N_1	N_2	$\varepsilon_0 l$, *см*	$N_1 \varepsilon_0 l$, *см*	$N_2 \varepsilon_0 l$, *см*
Верхний пояс	2—3	—1,65	—1,10	—0,37	0,61	0,41
	5—4	—1,91	—1,28	—0,34	0,65	0,44
	6—7	—1,83	—1,24	—0,32	0,58	0,40
	9—10	—0,95	—1,90	—0,35	0,33	0,67
	9′—10′	—0,95	—1,90	—0,35	0,33	0,67
	6′—7′	—0,62	—1,24	—0,32	0,19	0,40
	5′—4′	—0,64	—1,28	—0,34	0,21	0,44
	2′—3′	—0,55	—1,10	—0,37	0,19	0,41
Нижний пояс	1—3	1,45	0,96	0,03	0,04	0,03
	1—8	1,35	1,68	0,118	0,16	0,20
	1—8′	0,84	1,68	0,118	0,10	0,20
	1—3′	0,48	0,96	0,03	0,01	0,03
Раскосы	3—4	0,40	0,26	0,28	0,11	0,07
	7—8	0,65	0,60	—0,180	—0,12	—0,10
	8—9	—0,52	0,48	—0,042	0,02	—0,02
	8′—9′	0,24	0,48	—0,042	—0,01	—0,02
	7′—8′	—0,30	0,60	—0,18	0,05	—0,10
	3′—4′	0,13	0,26	0,28	0,04	0,07
Стойки	4—7	0,40	0,26	0,011	0,004	0,003
	9—9′	0,18	0,36	0,011	0,002	0,004
	4′—7′	0,13	0,26	0,011	0,001	0,003
					Σ3,49	Σ4,22

Предварительно определяем жесткость нижнего пояса по формуле (4.131)

$$I_п = I + nI_н = \frac{25 \cdot 22^3}{12} + 5{,}15 \cdot 2\,(0{,}196 \cdot 8 \cdot 6^2 + 0{,}196 \cdot 12 \cdot 3^2) = 22\,996\ см^4;$$

$$B = 0{,}85 E_б I_п = 0{,}85 \cdot 3{,}5 \cdot 10^5 \cdot 22\,996 = 68{,}5 \cdot 10^8\ кг/см^2.$$

Момент в среднем узле нижнего пояса фермы определяем, рассматривая нижний пояс как четырехпролетную неразрезную балку, используя данные, приведенные в табл. 14.16 и принимая $EI = B$.

Момент от просадки средней промежуточной опоры определяется по формуле

$$M_2 = \frac{B}{l^2} \cdot 4{,}285\Delta.$$

Принимая $\Delta = f_2 = 4{,}22$ *см*, получаем

$$M_2 = \frac{68{,}5 \cdot 10^8}{600^2} \cdot 4{,}285 \cdot 4{,}22 = 344\,000 \text{ кг}\cdot\text{см} = 3{,}44 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Момент от одновременной просадки крайних промежуточных опор определяем по формуле

$$M_2 = \frac{B}{l^2}(-5{,}143)\,\Delta.$$

Принимая $\Delta = f_1 = 3{,}49$ *см*, получаем

$$M_2 = -\frac{68{,}5 \cdot 10^8}{600^2} \cdot 5{,}143 \cdot 3{,}49 = -342\,000 \text{ кг}\cdot\text{см} = 3{,}42 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Действительную величину момента в среднем узле определяем суммированием найденных значений от просадок отдельных узлов

$$M_2 = 3{,}44 - 3{,}42 = 0{,}02 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Аналогично определяем момент в первом промежуточном узле нижнего пояса фермы

$$M_1 = \frac{B}{l^2}(4{,}286 f_1 - 2{,}57 f_2) = \frac{68{,}5 \cdot 10^8}{600^2}(4{,}286 \cdot 3{,}49 - 2{,}57 \cdot 4{,}22) =$$

$$= 76\,000 \text{ кг}\cdot\text{см} = 0{,}76 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Так как $M_1 = 0{,}76$ *т · м* $> M_2 = 0{,}02$ *т · м*, проверяем трещиностойкость сечения нижнего пояса у крайнего промежуточного узла при действии усилий

$$N_н = 64 \text{ т}; \qquad M_н = 0{,}76 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Расчет производим по алгоритму табл. 5.19.

Момент сопротивления

$$W_0 = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 \cdot 22^2}{6} = 2020 \text{ см}^3.$$

Так как сечение прямоугольное, переходим к п.2.

$$r_я = \frac{W_0}{F_п} = \frac{2020}{598} = 3{,}4 \text{ см}.$$

По табл. 5.17 при

$$\frac{h'_{п.у}}{h} = \frac{2 \cdot 3{,}5}{22} = 0{,}3; \qquad \frac{h_{п.у}}{h} = \frac{2 \cdot 3{,}5}{22} = 0{,}3;$$

$$b_{п.у} = b + \frac{nF_a}{a} = 25 + \frac{5{,}15 \cdot 4{,}3}{3{,}5} = 31{,}3;$$

$$\frac{b_{п.у}}{b} = \frac{31{,}3}{25} = 1{,}25; \qquad \frac{b'_{п.у}}{b} = 1{,}25$$

находим $\gamma = 1{,}75$.

$$W_т = \gamma W_0 = 1{,}75 \cdot 2020 = 3540 \text{ см}^3.$$

Определяем момент трещинообразования (п.6), принимая $e_0 = 0$; $m_т = 0{,}9$; $N_0 = 0{,}9 \cdot 73\,700 = 66\,500$ *т*;

$$M_т = R_т W_т + N_0(e_0 + r_я) = 17{,}5 \cdot 3540 + 66\,550 \cdot 3{,}4 =$$

$$= 290\,000 \text{ кг}\cdot\text{см} = 2{,}9 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Так как сечение нижнего пояса центрально обжато при внецентренном растяжении, переходим к п.8 и определяем внешний ядровый момент

$$M_{в}^{я} = M_{в} + N_{в} r_{я} = 0{,}76 + 64 \cdot 0{,}034 = 2{,}9 \ т \cdot м.$$

$M_{в}^{я} = 2{,}9 = M_{т} = 2{,}9 \ т \cdot м$. Следовательно, трещиностойкость нижнего пояса обеспечена.

Расчет фермы по деформациям

Прогиб среднего узла фермы $f_2 = 4{,}22 \ см$ (см. расчет нижнего пояса фермы по образованию трещин).

Определяем относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{4{,}22}{2400} = \frac{1}{580}.$$

Так как $\frac{f}{l} = \frac{1}{580} \leqslant \frac{f}{l} = \frac{1}{300}$, деформация фермы не превышает допустимую.

Расчет верхнего пояса фермы

Первая и вторая от опорного узла панели верхнего пояса армируются одним каркасом. Расчетными будут усилия в первой панели — при первом варианте загружения и во второй — при втором варианте загружения.

Крайняя панель верхнего пояса рассчитывается как внецентренно сжатый элемент при действии усилий:

$$N = 77{,}0 \ т; \qquad M = 2{,}09 \ т \cdot м.$$

Определяем приведенную продольную силу $N_{п}$ и эксцентрисимтет e по алгоритму табл. 4.20. Так как гибкость элемента

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{328{,}7}{22} = 14{,}9 > 10,$$

необходимо учитывать влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы, а также влияние длительного воздействия нагрузки на несущую способность элемента.

Переходим к п.2.

Усилия в крайней панели

$$N_{дл} = -57{,}5 \ т; \qquad M_{дл} = 1{,}36 \ т \cdot м;$$

$$N_{кр} = -19{,}5 \ т; \qquad M_{кр} = 0{,}73 \ т \cdot м.$$

Сечение верхнего пояса $b \times h = 25 \times 22 \ см$; бетон марки 400; арматура из стали класса А-III.

Эксцентриситет длительно действующей силы

$$e_{одл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}} = \frac{136}{57{,}5} = 2{,}3 \ см.$$

По графику на рис. 4.25 при

$$\frac{e_{одл}}{h} = \frac{2{,}3}{22} = 0{,}105 \text{ и } \lambda = 14{,}9 \text{ находим } m_{э.дл} = 0{,}93.$$

Приведенный изгибающий момент

$$M_{п} = \frac{M_{дл}}{m_{э.дл}} + M_{кр} = \frac{1{,}36}{0{,}93} + 0{,}73 = 2{,}15 \ т \cdot м.$$

Приведенная продольная сила

$$N_{п} = \frac{N_{дл}}{m_{э.дл}} + N_{кр} = \frac{57,5}{0,93} + 19,5 = 81,3 \ т.$$

Эксцентриситет приведенной силы

$$e_{0п} = \frac{M_{п}}{N_{п}} = \frac{215}{81,3} = 2,65 \ см.$$

Так как $\lambda = 14,9 > 4$ и $\lambda = 14,9 > 10$, переходим к п.9.

В зависимости от $\lambda = 14,9$ по табл. 4.18 находим $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right] = 0,4$.

Так как $\frac{e_{0п}}{h} = \frac{2,65}{22} = 0,121 < \left[\frac{e_{0п}}{h}\right] = 0,4$, переходим к п.11 и принимаем $\frac{e_{0п}}{h} = \left[\frac{e_{0п}}{h}\right] = 0,4$.

Предварительно принимая коэффициент армирования $\mu = 0,010$, в зависимости от $\frac{e_{0п}}{h} = 0,4$ по табл. 4.19 находим $c = 421$.

В зависимости от $\lambda = 14,9$ и

$$n = \frac{N_{п}}{cFR_{и}} = \frac{81\,300}{421 \cdot 550 \cdot 210} = 0,00161$$

по графику на рис. 4.23 находим $\eta = 1,57$.

Так как сечение симметричное и $F_{а} = F'_{а}$, принимаем

$$c = \frac{h_0 - a'}{2} = \frac{18,5 - 3,5}{2} = 7,5 \ см \text{ и переходим к п.16.}$$

Определяем эксцентриситет

$$e = e_0\eta + c = 2,65 \cdot 1,57 + 7,5 = 11,67 \ см.$$

Определяем сечение арматуры по алгоритму табл. 4.22.

Величины $N_{п}$ и e определены выше.

$$x = \frac{N_{п}}{R_{и}b} = \frac{81\,300}{210 \cdot 25} = 15,5 \ см.$$

Так как $x = 15,5 \ см > 0,55 \ h_0 = 0,55 \cdot 18,5 = 10,2 \ см$, переходим к п.13.

$$F_{а} = F'_{а} = \frac{N_{п}e - 0,4bh_0^2R_{и}}{R_{а.с}(h_0 - a')} = \frac{81\,300 \cdot 11,67 - 0,4 \cdot 25 \cdot 18,5^2 \cdot 210}{3400\,(18,5 - 3,5)} = 4,60 \ см^2.$$

Принимаем арматуру из 2 ∅ 18 AIII; $F_{а} = F'_{а} = 5,09 \ см^2$.

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{F_{а}}{bh} = \frac{5,09}{25 \cdot 22} = 0,0092.$$

Полученный коэффициент армирования отличается от предварительно принятого незначительно, поэтому количество арматуры в дальнейшем не уточняем.

Проверяем достаточность принятого сечения арматуры для восприятия усилий во второй панели верхнего пояса.

Расчетные усилия для второй панели (см. табл. 10.11):

$$N = 68,5 \ т, \qquad M = 3,12 \ т \cdot м;$$

$$N_{дл} = 59,0 \ т; \qquad M_{дл} = 1,10 \ т \cdot м;$$

$$N_{кр} = 9,5 \ т; \qquad M_{к} = 2,02 \ т \cdot м.$$

Геометрические размеры панели:

$$l = l_0 = 303,7 \ см; \qquad b \times h = 25 \times 22 \ см.$$

Определение продольной приведенной силы и эксцентриситета производим аналогично предыдущему расчету:

$$N_п = 71{,}5\ т; \qquad e = 13{,}37\ см.$$

Проверку прочности производим по алгоритму табл. 4.21.

$$x = \frac{N_п}{R_и b} = \frac{71\,500}{210 \cdot 25} = 13{,}6\ см.$$

Так как $x = 13{,}6\ см > 0{,}55 h_0 = 10{,}2\ см$, переходим к п.9.

$$N_п e = 71\,500 \cdot 13{,}37 = 960\,000\ кг \cdot см.$$

$$0{,}4 R_и b h_0^2 + R_{а.с} F_а' (h_0 - a') = 0{,}4 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 18{,}5^2 + 3400 \cdot 5{,}09 (18{,}5 - 3{,}5) = 979\,000\ кг \cdot см.$$

Так как $960\,000\ кг \cdot см < 979\,000\ кг \cdot см$, условие п.9 выполняется, прочность сечения достаточна.

Третья и четвертая панели верхнего пояса армируются одним каркасом. Расчетным будет усилие в панели *9—10* при первом варианте загружения $N = -81{,}5\ т$; длительно действующее $N_{дл} = -63{,}0\ т$; кратковременное $N_к = -18{,}5\ т$.

Геометрические размеры: $l_0 = l = 301\ см$; $b \times h = 25 \times 22\ см$.

По табл. 4.4 при $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{301}{22} = 13{,}7$ определяем $\varphi = 0{,}93$ и $m_{дл} = 0{,}93$.

Приведенную продольную силу определяем по формуле (4.4)

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к = \frac{63}{0{,}93} + 18{,}5 = 86{,}2\ т.$$

Необходимое сечение арматуры определяем по формуле (4.6)

$$F_а = \frac{N_п - \varphi R_{пр} F}{\varphi R_{а.с}} = \frac{86\,200 - 170 \cdot 550 \cdot 0{,}93}{3400 \cdot 0{,}93} < 0.$$

Принимаем арматуру 434 ∅ 16 AIII ($F_а = 8{,}04\ см$).

Расчет стоек фермы

Обе стойки растянуты и армируются одинаково. Наибольшее расчетное растягивающее усилие $N = 4{,}5\ т$. Сечение стойки $b \times h = 15 \times 15\ см$.

Определяем необходимое по прочности сечение арматуры из условия (4.11)

$$F_а = \frac{N}{R_а} = \frac{4500}{3400} = 1{,}32\ см^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем арматуру из 4 ∅ 8 AIII, площадь сечения арматуры $F_а = 2{,}01\ см^2$.

Проверяем трещиностойкость элемента. Предельную продольную силу, которую может воспринять сечение без трещин, определяем по формуле (5.62)

$[N_т] = R_т F + 300\ F_а = 17{,}5 \cdot 225 + 300 \cdot 2{,}01 = 4543\ кг = 4{,}54\ т > N = 4{,}5\ т$. Трещины не образуются.

Расчет раскосов фермы

Сжимающие усилия в раскосе *7—8*: расчетное $N = 13\ т$; длительное действующее $N_{дл} = 10\ т$; кратковременное $N_к = 3\ т$.

Геометрические размеры: $l_0 = l = 403{,}6\ см$; $b \times h = 15 \times 15\ см$. Гибкость $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{403{,}6}{15{,}0} = 27 > 10$.

Необходимо учитывать влияние продольного изгиба и длительности действия нагрузки.

По табл. 3.1 определяем

$$\varphi = 0{,}66; \qquad m_{дл} = 0{,}68.$$

Приведенную продольную силу определяем по формуле (4.4)

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к = \frac{10}{0{,}68} + 3 = 17{,}7 \ т.$$

Необходимое сечение арматуры определяем по формуле (4.5)

$$F_а = \frac{\frac{N_п}{\varphi} - R_{пр}F}{R_{а.с}} = \frac{\frac{17\,700}{0{,}66} - 170 \cdot 225}{3400} < 0.$$

Принимаем конструктивно арматуру из 4 ⌀ 8 AIII ($F_а = 2{,}01$ $см^2$).

Армирование раскоса *8—9* принимаем по раскосу *7—8*, поскольку сжимающее усилие в нем меньше, чем в раскосе *7—8*.

Раскос *3—4*. Растягивающие усилия в раскосе: расчетное $N = 7{,}0$ *т*; нормативное усилие $N = 5{,}4$ *т*.

Определяем площадь сечения арматуры из условия (4.11)

$$F_а = \frac{N}{R_а} = \frac{7000}{3400} = 2{,}06 \ см^2.$$

Принимаем арматуру из 4 ⌀ 10 AIII ($F_а = 3{,}14$ $см^2$).

Проверяем трещиностойкость элемента.

Предельную продольную силу, которую может воспринять сечение без трещин, определяем по формуле (5.62)

$$[N_т] = R_тF + 300F_а = 17{,}5 \cdot 225 + 300 \cdot 3{,}14 = 4882 \ кг < N = 5400 \ кг.$$

Следовательно, трещины образуются.

Определяем величины $\sigma_а$, $\psi_а$, $l_т$ по алгоритму табл. 4.42.

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{0{,}35 \cdot 10^6} = 5{,}73.$$

Так как $R_т\,(F + 2nF_а) = 17{,}5\,(225 + 2 \cdot 5{,}73 \cdot 3{,}14) = 4560 < N = 5400$ *кг*, переходим к п. 3.

Принимаем $s = 0{,}35$, так как основная часть нагрузки длительно действующая. Определяем усилие трещинообразования в бетоне

$$N_{бт} = 0{,}8FR_р^н = 0{,}8 \cdot 225 \cdot 25 = 4500 \ кг.$$

Находим значение $\psi_а$. При $s = 0{,}35$

$$\psi_а = 1 - s\frac{N_{бт}}{N} = 1 - 0{,}35 \cdot \frac{4500}{5400} = 0{,}708;$$

$$u = \frac{d}{4} = \frac{1{,}0}{4} = 0{,}25;$$

$$\mu_1 = \frac{F_а}{F} = \frac{3{,}14}{225} = 0{,}014;$$

$$l_т = \frac{u}{\mu_1}\eta = \frac{0{,}25}{0{,}014} \cdot 0{,}7 = 12{,}5 \ см.$$

Определяем напряжение в арматуре от усилий, возникающих при нормативной нагрузке

$$\sigma_а = \frac{N}{F_а} = \frac{5400}{3{,}14} = 1720 \ кг/см^2.$$

Определяем максимальную ширину раскрытия трещин по алгоритму табл. 10.6.

Определяем диаметр хомутов, при котором трещины проходят по хомутам:

$$p_x = 2(90 + 90) = 360 \text{ мм};$$

$$d_x = 0,1 \frac{bh}{p_x} = 0,1 \cdot \frac{150 \cdot 150}{360} = 6,25 \text{ мм}.$$

Так как $d_{x.пр} = 5$ *мм* $< d_x = 6,25$ *мм*, хомуты не оказывают влияния на расположение трещин, переходим к п.11.

$$k_{ст} = 2,0; \qquad l_т^{ср} = l_т = 12,5 \text{ см}.$$

Средняя ширина раскрытия трещин

$$a_т^{ср} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т^{ср} = 0,708 \cdot \frac{1720}{2 \cdot 10^6} \cdot 12,5 = 7,3 \cdot 10^{-3} \text{ см} = 0,073 \text{ мм}.$$

Максимальная ширина раскрытия трещин

$$a_{т.макс} = k_{ст} a_т^{ср} = 2 \cdot 0,073 = 0,146 \text{ мм} < [a_т] = 0,2 \text{ мм}.$$

Условие (10.1) выполнено, ширина раскрытия трещин меньше допустимой.

Расчет опорного узла фермы

Определяем площадь сечения поперечных стержней из условия прочности наклонного сечения *AB*.

Расчет производится по схеме, приведенной на рис. 10.21, *а*.

Усилие в приопорной панели нижнего пояса $N_1 = 68,0$ *т*.

Площадь сечения арматуры, устанавливаемой параллельно напрягаемой арматуре,

$$F_a = 0,1 \cdot \frac{N_1}{R_a} = 0,1 \cdot \frac{68\,000}{3400} = 2 \text{ см}^2.$$

Принимаем: 4 ∅ 10 AIII ($F_a = 3,14$ *см*²).

Длина заделки напрягаемой арматуры за линией *AB*

$$l_1 = 50 \text{ см}.$$

Количество поперечных стержней на длине l_3 (исключая поперечные стержни, отстоящие от грани опоры менее чем на 100 *мм*) $n = 10$.

Предельное усилие, воспринимаемое ненапрягаемой арматурой,

$$N_a = R_a F_a = 3400 \cdot 3,14 = 10\,700 \text{ кг}.$$

Предельное усилие, воспринимаемое растянутой напрягаемой арматурой,

$$N_н = R_н F_н = 10\,200 \cdot 8,62 = 88\,000 \text{ кг}.$$

Угол наклона линии *AB* $\alpha = 32°$.

Длина заделки предварительно напрягаемой арматуры, обеспечивающая полное использование ее расчетного сопротивления, по табл. 10.6 $l_{з.н} = 100$ *см*.

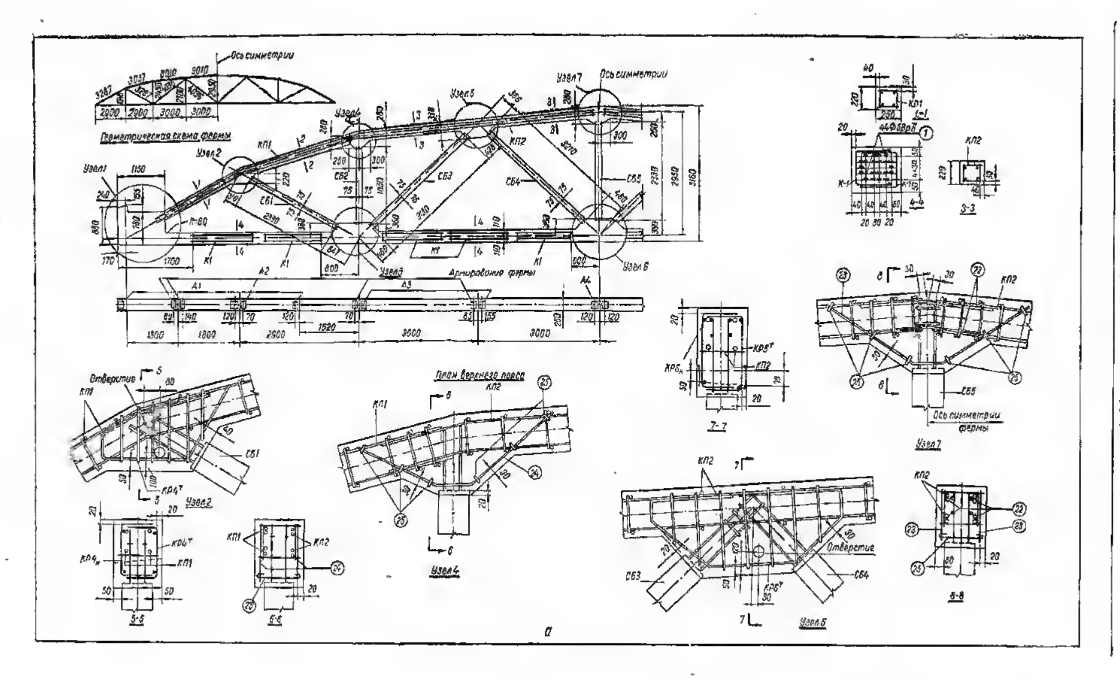
Поскольку обеспечено заанкерование обычной арматуры за линию *AB* (концы арматуры имеют высаженную головку), принимаем $\frac{l_{1а}}{l_{з.а}} = 1$.

Необходимую площадь сечения одного поперечного стержня определяем по формуле (10.8)

$$f_x = \frac{N_1 - N_н \frac{l_1}{l_з} - N_a \frac{l_{1a}}{l_{з.а}}}{nR_{a.x} \operatorname{ctg} \alpha} = \frac{68\,000 - 88\,000 \cdot \frac{50}{100} - 10\,700 \cdot 1,0}{10 \cdot 2700 \cdot 1,6} = 0,31 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем ∅ 8AIII ($f_x = 0,503$ *см*²).

Определяем сечение поперечной арматуры из условия прочности наклонного сечения *ABC*.


Геометрическая схема фермы
Ось симметрии
Армирование фермы
Узел 1
Узел 2
Узел 3
Узел 4
Узел 5
Узел 6
Узел 7
План верхнего пояса
Отверстие
Ось симметрии фермы
1-1
3-3
4-4
5-5
6-6
7-7
8-8
а

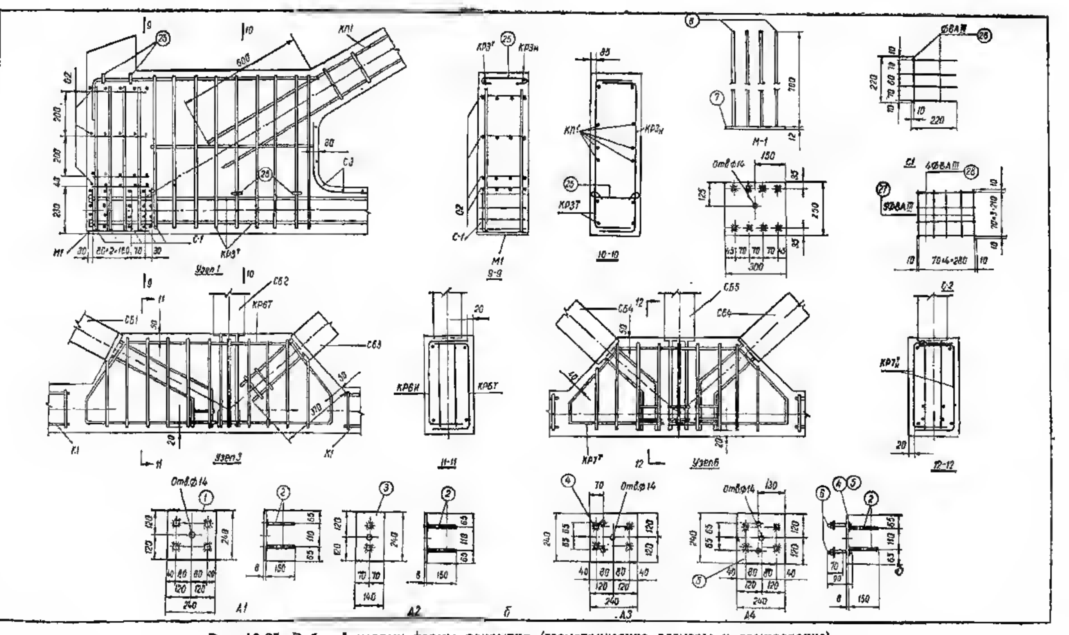
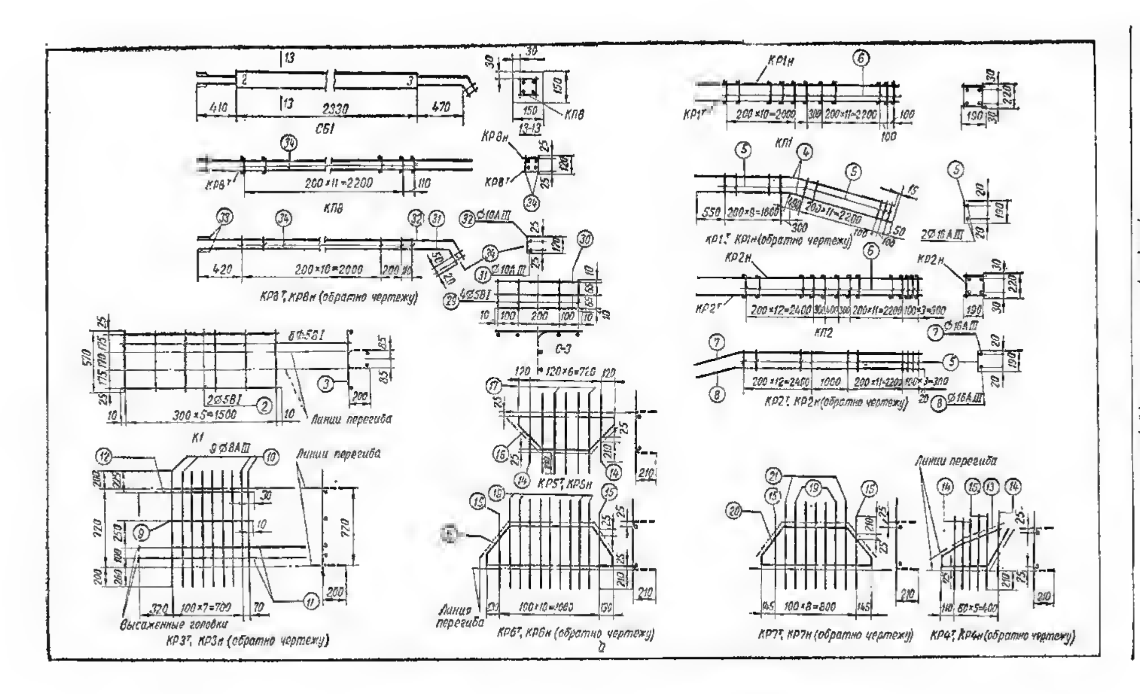


Рис. 10.25. Рабочий чертеж фермы покрытия (геометрические размеры и армирование).


СБ1
КП8
КР8т, КР8н (обратно чертежу)
КР1н
КП1
КР1т, КР1н (обратно чертежу)
КР2н
КП2
КР2т, КР2н (обратно чертежу)
С-3
К1
Линии перегиба
Высаженные головки
КР3т, КР3н (обратно чертежу)
КР5т, КР5н
Линия перегиба
КР6т, КР6н (обратно чертежу)
КР7т, КР7н (обратно чертежу)
КР4т, КР4н (обратно чертежу)

Спецификация и выборка стали на одно арматурное изделие

Марка каркаса	№ поз	Эскиз	Ф, мм	Длина, мм	Количество шт.	Общая длина, м	Выборка стали Ф, мм	Общая длина, м	Вес, кг
	1		5ВрII	29340	48	1150	5ВрII	1150	177,1
К1	2		5ВI	1520	2	3,0	5ВI	6,4	1,0
	3		5ВI	570	6	3,4		Итого	1,0
КР1т КР1н	4		16АIII	5590	4	22,2	16АIII	22,2	35,1
	5		6ВI	190	48	9,1	6ВI	20,6	4,6
	6		6ВI	220	52	11,5		Итого	39,7
КР2т КР2н	7		16АIII	6450	2	12,9	16АIII	25,7	40,5
	8		16АIII	6400	2	12,8	6ВI	23,9	5,3
	5		6ВI	190	56	10,7		Итого	45,8
	6		6ВI	220	60	13,2			
КР3т КР3н	9		10АIII	800	1	0,8	10АIII	5,5	3,4
	10		8АIII	1120	9	10,0	8АIII	10,0	4,0
	11		10АIII	1670	2	3,4		Итого	7,4
	12		10АIII	1330	1	1,3			
КР4т КР4н	13		10АIII	1570	1	1,6	10АIII	1,6	1,0
							6АIII	4,2	0,9
								Итого	1,9
	14		6АIII	680	4	2,7			
	15		6АIII	730	2	1,5			
КР5т КР5н	16		10АIII	2250	1	2,3	10АIII	2,3	1,4
							6АIII	5,4	1,2
								Итого	2,6
	17		6АIII	750	5	4,0			
	14		6АIII	680	2	1,4			
КР6т КР6н	18		10АIII	2940	1	3,0	10АIII	3,0	1,9
							6АIII	9,2	2,1
								Итого	4,0
	19		6АIII	850	9	7,7			
	15		6АIII	730	2	1,5			
КР7т КР7н	20		10АIII	2560	1	2,6	10АIII	2,6	1,6
							6АIII	7,4	1,7
								Итого	3,3
	19		6АIII	850	5	4,3			
	21		6АIII	810	2	1,6			
	15		6АIII	730	2	1,5			
Отдельные стержни	22		18АIII	800	1	0,8	18АIII	0,8	1,6
	23		10АIII	1160	1	1,2	10АIII	1,2	0,8
	24		10АIII	1070	1	1,1	10АIII	1,1	0,7
	25		6ВI	350	1	0,4	6ВI	0,4	0,1
С1	26		8АIII	220	5	1,1	8АIII	1,1	0,5
С2	27		8АIII	230	5	1,2	8АIII	2,4	1,0
	28		8АIII	300	4	1,2		Итого	1,0
С3	29		5ВI	150	4	0,6	5ВI	1,9	0,3
	30		5ВI	420	3	1,3			
КР8т КР8н	31		10АIII	3300	2	6,6	10АIII	13,8	8,5
	32		10АIII	3420	2	6,8	5ВI	6,7	1,0
	33		10АIII	100	4	0,4		Итого	9,5
	34		5ВI	120	56	6,7			

Спецификация арматурных изделий на ферму

Элемент	Марка каркаса или поз	К-во шт	Вес, кг
Нижний пояс	1	1	177,1
	К1	20	20,0
Верхний пояс	КП1	2	79,4
	КП2	2	91,6
Узел 1 (2 шт)	КР3 т/н	2+2	29,6
	С1	10	5,0
	С2	8	8,0
	С3	2	1,2
	25	8	0,8
Уз 2 (2 шт)	КР4 т/н	2+2	7,6
Закладные детали	А1	6	24,7
	А2	10	23,6
	А3	4	17,8
	А4	2	8,6
	М1	2	27,8
Уз 3 (2 шт)	КР6 т/н	2+2	16,0
Узел 4 (2 шт)	24	4	2,8
	25	12	1,2
Уз 5 (2 шт)	КР5 т/н	2+2	10,4
Узел 6	КР7 т/н	1+1	6,6
Узел 7	22	4	6,4
	23	2	1,6
	25	6	0,6
СБ1	КП8	2	19,0

Спецификация стали на закладные детали

Марка элемента	№ поз	Эскиз, профиль	Длина, мм	К-во, шт	Вес, кг одной позиции	Вес, кг всех позиций	Вес, кг элемента
А1	1	−240×8	240	1	3,6	3,6	4,12
	2	Ф12АIII	150	4	0,13	0,52	
А2	3	−140×8	240	1	2,1	2,1	2,36
	2	Ф12АIII	150	2	0,13	0,26	
А3	2	Ф12АIII	150	4	0,13	0,52	4,28
	4	Болт d-12	90	2	0,08	0,16	
	5	−240×8	240	1	3,6	3,6	
А4	2	[illegible]	150	4	0,13	0,52	4,24
	4	[illegible]		2	0,08	0,16	
	6	−243×8	240	1	3,6	3,6	
М1	7	−250×12	300	1	7,1	7,1	13,9
	8	Ф12АIII	200	8	0,85	6,8	

Выборка стали на пояса фермы

Сталь ГОСТ 10-8…-60 класса ВрII	Сталь ГОСТ 5781-61 класса А-III							Сталь ГОСТ 6727-53 класса ВI		Сталь прокатная ГОСТ 380-60 марки Ст. 3		Расход стали
Ф	Ф							Ф		δ		кг
5	18	16	14	12	10	8	6	6	5	12	8	
77,1	6,4	451,2	13,6	8,8	36,4	29,0	20,2	27,4	20,6	14,2	54,2	565,5

Расход материалов

Вес фермы, т	На пояса: бетона, м³	На пояса: стали, кг	На элемент СБ1: бетона, м³	На элемент СБ1: стали, кг
9,2	3,15	564,1	0,05	9,5

Примечания:

1. После кантования фермы отверстия в узлах 2 и 5 заделать цементным раствором марки 200.
2. Контролируемое напряжение принимать $\sigma_0 = 11250$ кг/см².
3. Кубиковая прочность бетона при отпуске натяжения арматуры должна быть не менее 280 кг/см².
4. Все сварные швы принимать $h_ш = 6$ мм.
5. Сварку производить электродом Э42.

б

Рис. 10.26. Рабочий чертеж фермы покрытия (арматурные каркасы и спецификация)

Расчет выполняем в соответствии со схемой, приведенной на рис. 10.21, *б*:

$$h_{a0} = 67 \text{ см}; \; z_x = 42 \text{ см}; \; h_{н0} = 67 \text{ см}; \; l_{уз} = 115 \text{ см}; \; a = 15 \text{ см};$$
$$l_з = 100 \text{ см}; \; \beta = 28°; \; \sin\beta = 0{,}47.$$

Усилие в приопорной панели верхнего пояса $O_1 = 77$ *т*.

Величина l_1 в первом приближении определяется графически при $x = 0$ как расстояние от грани опорного узла до линии *АС* (см. рис. 10.21, *б*); $l_1 = 45$ *см*.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле (10.10)

$$x = \frac{N_н \dfrac{l_{1н}}{l_{з.н}} + N_а \dfrac{l_{1а}}{l_{з.а}}}{R_и b} = \frac{88\,000 \cdot \dfrac{45}{100} + 10\,700 \cdot 1}{210 \cdot 25} = 9{,}7 \text{ см}.$$

Величина l_1, определенная графически при $x = 97$ *мм*, незначительно отличается от принятой ранее. Ввиду этого продолжаем расчет при $x = 97$ *мм* и $l_1 = 45$ *см*.

Необходимую площадь сечения одного поперечного стержня определяем по формуле (10.12)

$$f_x = \frac{O_1 (l_{уз} - a) \sin\beta - N_н \dfrac{l_{1н}}{l_{з.н}} \left(h_{н0} - \dfrac{x}{2}\right) - N_а \dfrac{l_{1а}}{l_{з.а}} \left(h_{а0} - \dfrac{x}{2}\right)}{n R_{а.х} z_x} =$$

$$= \frac{7700\,(115 - 15)\,0{,}47 - 88\,000 \cdot \dfrac{45}{100}\,(67 - 4{,}9) - 10\,700 \cdot 1\,(67 - 4{,}9)}{10 \cdot 2700 \cdot 42} =$$

$$= 0{,}45 \text{ см}^2 < f_x = 0{,}503 \text{ см}^2.$$

Принятое сечение арматуры достаточно.

Расчет промежуточного узла фермы

Рассматриваем узел 2. Усилие в растянутом раскосе *3—4*

$$N = 7{,}0 \text{ т}.$$

Расчетная схема узла приведена на рис. 10.22.

Принимаем $k_2 = 1$.

Определяем напряжение в растянутой арматуре (4 ∅ 10AIII; $F_а = 3{,}14$ *см*²)

$$\sigma_а = \frac{N}{F_а} = \frac{7000}{3{,}14} = 2220 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем коэффициент k_1, учитывающий величину напряжения, отличную от $R_а = 3400$ *кг/см*²

$$k_1 = \frac{\sigma_а}{R_а} = \frac{2220}{3400} = 0{,}65.$$

По табл. 10.7 для арматуры класса AIII находим

$$l_з = 35\,d = 35 \cdot 1 = 35 \text{ см}.$$

По табл. 10.7 принимаем $a = 2\,d = 2 \cdot 1 = 2$ *см*.

Определяем усилие, передающееся на поперечную арматуру опорного каркаса

$$N - N_а = N\left(1 - \frac{k_2 l_1 + a}{k_1 l_з}\right) = 7\left(1 - \frac{1 \cdot 13 + 2}{0{,}65 \cdot 35}\right) = 2{,}48 \text{ т}.$$

Число стержней на участке l_2 (исключая поперечные стержни, отстающие от грани опоры менее чем на 100 *мм*) $n = 8$.

Угол наклона раскоса $\gamma = 60°$.

Необходимую площадь сечения одного поперечного стержня определяем по формуле (10.14)

$$f_x = \frac{N - N_a}{nR_{a.x}\cos\gamma} = \frac{2480}{8 \cdot 2700 \cdot 0,5} = 0,23\ см^2.$$

Принимаем ∅6АIII ($f_x = 0,283\ см^2$).

Рабочие чертежи фермы покрытия показаны на рис. 10.25, *а, б* и 10.26, *а, б.*

Глава 11

ПЕРЕКРЫТИЯ

МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать железобетонное монолитное ребристое перекрытие в производственном здании. Схематический разрез здания показан на рис. 11.1, принятая схема балочной клетки и расположение колонн — на рис. 11.2.

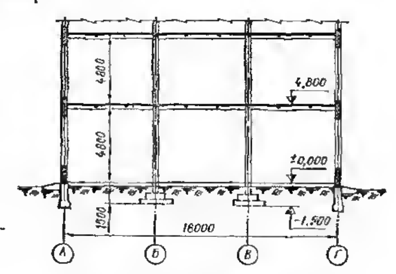


Рис. 11.1. Схематический разрез здания.

Полезная нормативная нагрузка на перекрытие 500 *кг/м²*; коэффициент перегрузки 1,2. Расчетная нагрузка на каждую колонну нижнего этажа от вышележащих этажей: постоянная — 35,0 *т*; временная — 50,0 *т*.

Материалы: бетон для всех конструкций марки 150; арматура плит — холоднотянутая обыкновенная арматурная проволока класса В-I (гладкая), либо горячекатаная гладкая сталь класса А-I (вариант); арматура балок, колонн и фундаментов — горячекатаная арматурная сталь периодического профиля класса А-II и гладкая класса А-I (поперечные стержни каркасов и хомуты).

Расчетные характеристики материалов:

для бетона марки 150

$R_u = 80\ кг/см^2$; $R_p = 5,8\ кг/см^2$; $R_{пр} = 65\ кг/см^2$; $R_т = 8\ кг/см^2$; $R_p^н = 13\ кг/см^2$;

для арматуры класса А-I

$R_a = 2100\ кг/см^2$; $R_{a.x} = 1700\ кг/см^2$;

для А-II

$R_a = R_{a.c} = 2700\ кг/см^2$; $R_{a.x} = 2150\ кг/см^2$;

для В-I при диаметре от 3 до 5,5 *мм*

$R_a = 3150\ кг/см^2$.

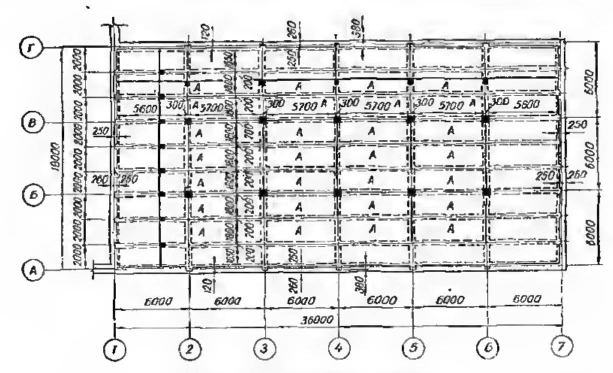


Рис. 11.2. Схема балочной клетки.

Перекрытие должно быть запроектировано в двух вариантах: с применением сварных сеток и каркасов; с применением вязаной арматуры.

Общие указания по расчету

Расчет монолитного ребристого перекрытия состоит из последовательных расчетов его элементов: плиты, второстепенных балок, главных балок, колонн и фундаментов под них. В большинстве случаев для монолитных перекрытий достаточно ограничиться расчетом по несущей способности. Необходимая жесткость элементов при соблюдении рекомендаций, приведенных в главе 9, как правило, обеспечивается.

При определении величины нагрузок, передаваемых от одних элементов к другим, все элементы, несмотря на их фактическую неразрезность, принято рассматривать как разрезные.

Для подсчета нагрузки от собственного веса железобетонных конструкций размеры их назначают предварительно, учитывая требования жесткости и указания о минимальных допускаемых толщинах плит в зависимости от их назначения. При этом, учитывая значительный собственный вес железобетона, поперечные сечения элементов следует назначать минимальными. Это в большей степени относится к плите, так как расход бетона на плиту составляет 40—50% общего расхода бетона на перекрытие. В обычных случаях толщину плиты принимают минимально допустимой.

Определение нагрузок

Величина постоянной нагрузки определяется подсчетом. Величина временной нагрузки принимается в зависимости от назначения помещений, расположенных на перекрытии (по табл. 22.4), или по данным специального задания. При проектировании перекрытий в производственных зданиях величина временной нагрузки должна округляться в соответствии с указаниями СН 223—62 «Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий» (см. главу I).

Определяем расчетные величины нагрузок.

Постоянная нагрузка — собственный вес 1 $м^2$ перекрытия:

мозаичный пол 25 *мм* — $1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}025 \cdot 2{,}10 \cdot 1{,}1 = 0{,}058$ *т/м*²,
железобетонная плита 70 *мм* — $1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}07 \cdot 2{,}50 \cdot 1{,}1 = 0{,}193$ *т/м*².
Итого 0,251 *т/м*².

Принимаем округленно $g = 0,25$ *т/м²*.

Расчетная временная равномерно распределенная нагрузка

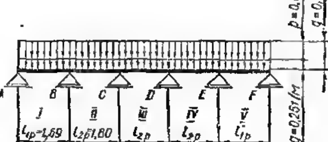
$$p = 0,50 \cdot 1,2 = 0,60 \ т/м^2.$$

Полная расчетная нагрузка на перекрытие

$$q = g + p = 0,25 + 0,60 = 0,85 \ т/м^2.$$

Расчет плиты

При расчете балочных плит, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, рассматривают полосу шириной 1 *м*. Нагрузки на 1 *м* длины



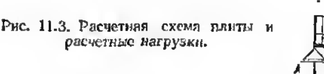


Рис. 11.3. Расчетная схема плиты и расчетные нагрузки.

такой полосы численно равны нагрузкам на 1 *м²* плиты и отличаются только размерностью (*т/м* или *кг/м*).

Расчетные величины пролетов плиты принимаются по указаниям, приведенным в главе 9.

В данном случае (рис. 11.2), задаваясь шириной сечения второстепенной балки 200 *мм*, получаем:

$$l_{1p} = 1650 + \frac{70}{2} = 1685 \ мм \cong 1,69 \ м;$$

$$l_{2p} = 1800 \ мм = 1,80 \ м.$$

Число пролетов в расчетной схеме принимается равным фактическому числу пролетов балки (плиты), но не более 5.

Расчетная схема плиты показана на рис. 11.3.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Определение расчетных усилий производится с учетом их перераспределения по формулам (9.5) — (9.7). Определяются наибольшие изгибающие моменты в каждом пролете и на всех средних опорах (по грани опор). Поперечные силы при расчете плит, как правило, не определяются, так как условие $Q \leqslant R_p b h_0$ в плитах перекрытий обычно удовлетворяется.

Находим расчетные изгибающие моменты:

в пролете 1

$$M_1 = \frac{q l_{1p}^2}{11} = \frac{0,85 \cdot 1,69^2}{11} = 0,22 \ т \cdot м;$$

на опоре B (по грани опоры)

$$M_B = -\frac{q l_{2p}^2}{11} = -\frac{0,85 \cdot 1,80^2}{11} = -0,25 \ т \cdot м;$$

в остальных сечениях

$$M_{II} = M_{III} = -M_C = \frac{q l_{2p}^2}{16} = \frac{0,85 \cdot 1,80^2}{16} = 0,17 \ т \cdot м.$$

Для панелей плиты, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты в сечениях промежуточных пролетов и над промежуточными опорами надлежит уменьшить на 20%:

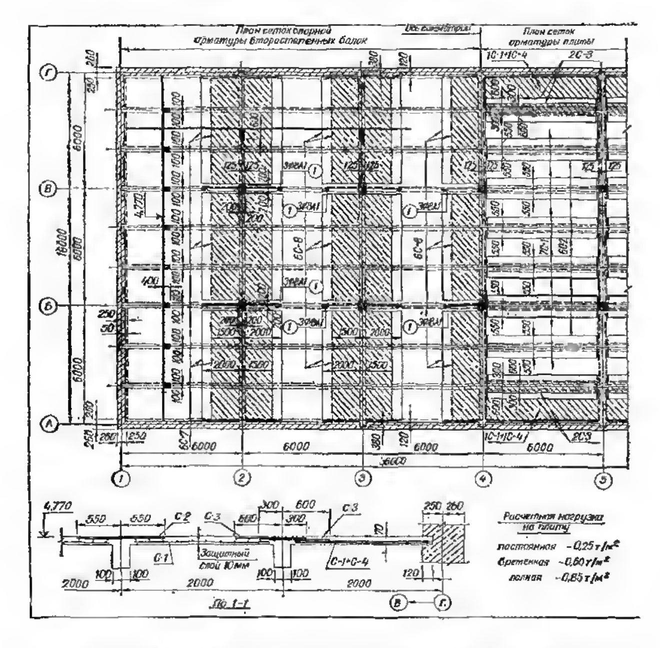
$$M'_{II} = M'_{III} = -M'_C = 0{,}8 \cdot 0{.}17 = 0{,}14 \ m \cdot м.$$

Указанные панели на рис. 11.2 обозначены буквой A.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ АРМАТУРЫ

Принимаем толщину плиты $h = 7{,}0$ *см*; ширина рассматриваемого сечения плиты $b = 100$ *см*. Рабочая высота сечения плиты

$$h_0 = h - a = 7{,}0 - 1{,}5 = 5{,}5 \ см.$$



Вариант с применением сварных сеток. Принимаем сварные сетки из холоднотянутой обыкновенной арматурной проволоки класса В-I диаметром до 5,5 *мм*.

Находим сечение арматуры:
в пролете I

$$M_I = 0.22 \ m \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{22\,000}{80 \cdot 100 \cdot 5{,}5^2} = 0{,}091;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}95$;

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{22\,000}{3150 \cdot 0{,}95 \cdot 5{,}5} = 1{,}34\ см^2;$$

$$\mu = \frac{1{,}34}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}24\% > 0{,}10\%.$$

На опоре B (по грани опоры):

$$M_B = -0{,}25\ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{25\,000}{80 \cdot 100 \cdot 5{,}5^2} = 0{,}103;$$

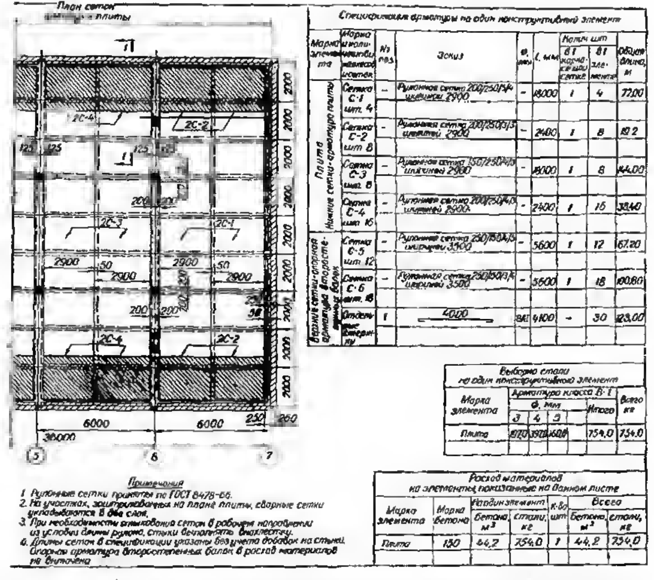


Рис. 11.4. Армирование плиты ребристого перекрытия сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней.

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}945$;

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{25\,000}{3150 \cdot 0{,}945 \cdot 5{,}5} = 1{,}53\ см^2;$$

$$\mu = \frac{1{,}53}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}28\% > 0{,}10\%.$$

В пролетах II и III и на опоре C (по грани опоры) для панелей, не окаймленных по всему контуру балками,

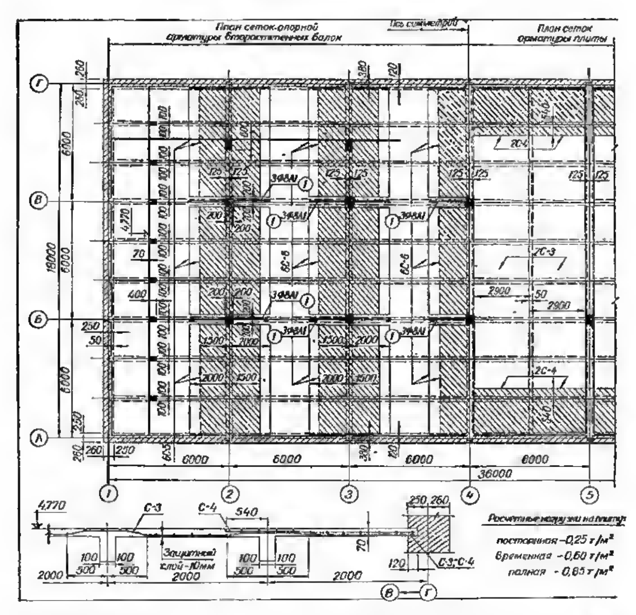
$$M = 0{,}17\ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{17\,000}{80 \cdot 100 \cdot 5{,}5^2} = 0{,}071;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}96$;

$$F_a = \frac{17\,000}{3150 \cdot 0{,}96 \cdot 5{,}5} = 1{,}02\ см^2;$$

$$\mu = \frac{1{,}02}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}18\% > 0{,}10\%.$$



В пролетах II и III и на опоре C для панелей, окаймленных по всему контуру балками

$$M = 0{,}14\ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{14\,000}{80 \cdot 100 \cdot 5{,}5^2} = 0{,}058;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}97$;

$$F_a = \frac{14\,000}{3150 \cdot 0{,}97 \cdot 5{,}5} = 0{,}84\ см^2;$$

$$\mu = \frac{0{,}84}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}15\% > 0{,}10\%.$$

Вариант с применением вязаной арматуры. Принимаем арматуру из горячекатаной гладкой стали класса А-I.

Находим сечение арматуры.

В пролете I: $M_1 = 0{,}22\ т \cdot м$; $\gamma = 0{,}95$ (по данным предыдущего варианта, так как марка бетона, размеры сечения и величина действующего

усилия не изменились):

$$F_a = \frac{22\,000}{2100 \cdot 0{,}95 \cdot 5{,}5} = 2{,}0\ см^2;$$

$$\mu = \frac{2{,}0}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}36\% > 0{,}10\%.$$

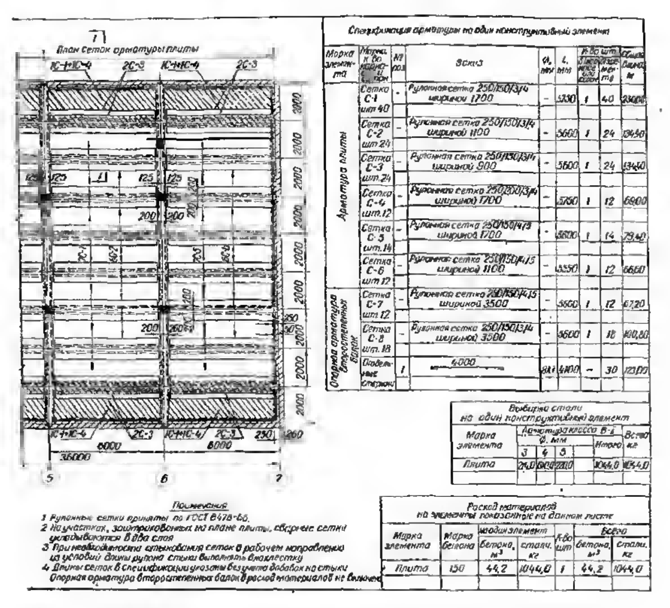


Рис. 11.5. Армирование плиты ребристого перекрытия сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней.

На опоре B (по грани опоры): $M_B = -0{,}25\ т \cdot м$; $\gamma = 0{,}945$;

$$F_a = \frac{25\,000}{2100 \cdot 0{,}945 \cdot 5{,}5} = 2{,}29\ см^2;$$

$$\mu = \frac{2{,}29}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}41\% > 0{,}10\%.$$

В пролетах II и III и на опоре C (по грани опоры) для панелей, не окаймленных по всему контуру балками: $M = 0{,}17\ т \cdot м$; $\gamma = 0{,}96$;

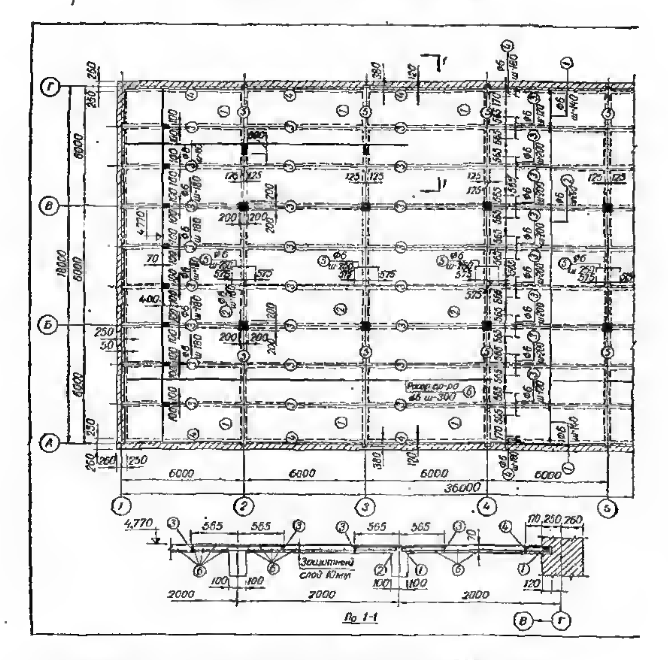
$$F_a = \frac{17\,000}{2100 \cdot 0{,}96 \cdot 5{,}5} = 1{,}53\ см^2;$$

$$\mu = \frac{1{,}53}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}28\% > 0{,}10\%.$$

В пролетах II и III и на опоре C для панелей, окаймленных по всему контуру балками: $M = 0{,}14\ m \cdot м$; $\gamma = 0{,}97$;

$$F_a = \frac{14\,000}{2100 \cdot 0{,}97 \cdot 5{,}5} = 1{,}25\ см^2;$$

$$\mu = \frac{1{,}25}{100 \cdot 5{,}5} \cdot 100 = 0{,}23\% > 0{,}10\%.$$



Конструкция плиты разработана в нескольких вариантах:

а) армирование плиты сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней (рис. 11.4);

б) армирование плиты сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней (рис. 11.5);

в) раздельное армирование плиты отдельными стержнями (рис. 11.6);

г) армирование плиты отдельными стержнями с отгибами (рис. 11.7).

В вариантах *а* и *б* применены сварные рулонные сетки по ГОСТ 8478—66.

При выборе сеток с продольным расположением рабочих стержней учтено увеличение их количества в местах стыков (см. табл. 2 ГОСТ 8478—66. Расположение продольных стержней по ширине сетки). Для унификации сеток сечение арматуры в крайнем пролете принято с некоторым избытком, что дало возможность применить во всех пролетах один тип сеток. Кроме того, при выборе сеток предусматривалась также унификация с сетками, применяемыми для армирования опорных сечений второстепенных балок.

При применении рулонных сеток с поперечным расположением рабочих стержней для армирования крайних пролетов и первой промежуточной опоры принята укладка сеток в два слоя. Места перегибов и обрывов сеток приняты в соответствии с указаниями главы 9.

На рис. 11.6 показано раздельное армирование плиты отдельными стержнями. Для армирования во всех сечениях принят один диаметр стержней; в зависимости от требуемого сечения арматуры меняется шаг укладки стержней. Нижние стержни плиты в средних пролетах приняты в виде одного сквозного стержня. Перерасход арматуры при таком армировании весьма

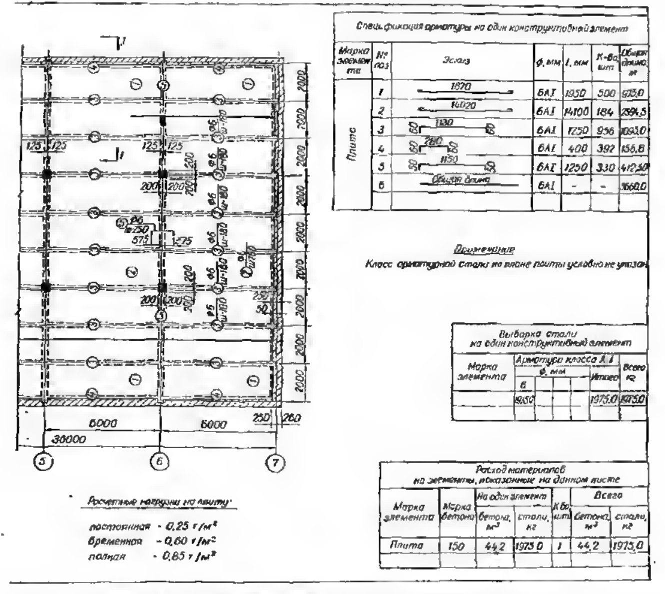


Рис. 11.6. Раздельное армирование плиты ребристого перекрытия отдельными стержнями.

незначителен и вполне компенсируется упрощением производства работ и уменьшением их многодельности.

На рис. 11.7 показано армирование плиты отдельными стержнями с отгибами. Так как в этом случае стержни переходят из пролета в пролет, желательно сохранение постоянного шага стержней во всех пролетах; изменение шага стержней возможно только по ширине плиты.

В соответствии с этим для армирования крайних пролетов плиты приняты стержни большего диаметра, а панели, не окаймленные по всему контуру балками, армированы стержнями того же диаметра, но с изменением шага. Такое решение дает наименьшее количество марок стержней.

Расчет второстепенной балки

Второстепенную балку рассматривают как балку таврового сечения с шириной полки, равной расстоянию между осями двух примыкающих пролетов плиты (в нашем случае $b_п = 200$ *см*).

Расчетные величины пролетов второстепенной балки принимаются по указаниям, приведенным в главе 9.

В нашем случае, принимая ширину главных балок 300 *мм* и глубину опирания на стену второстепенных балок 250 *мм*, получаем (рис. 11.2):

$$l_1 = 5600 + \frac{250}{2} = 5725 \ мм \cong 5{,}73 \ м;$$

$$l_2 = 5700 \ мм = 5{,}70 \ м.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Нагрузки на второстепенную балку собираются с полосы шириной, равной ширине полки таврового сечения балки.

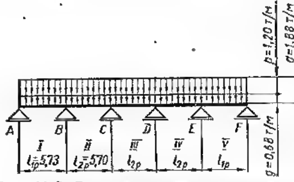


Рис. 11.8. Расчетная схема второстепенной балки и расчетные нагрузки.

Задаемся сечением второстепенной балки 20 × 40 *см*. Находим нагрузки на 1 *м* балки.

Постоянная нагрузка: расчетная нагрузка от собственного веса ребра балки 1,0 (0,40—0,07) 0,20 · 2,50 × × 1,1 = 0,18 *т/м*;

расчетная постоянная нагрузка, передающаяся от плиты перекрытия 2,0 · 0,25 = 0,50 *т/м*; итого

$$g = 0{,}18 + 0{,}50 = 0{,}68 \ т/м.$$

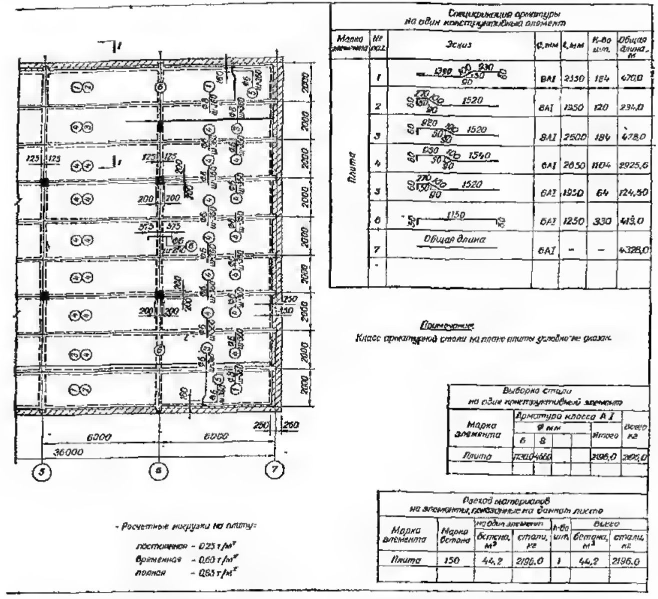


Рис. 11.7. Армирование плиты ребристого перекрытия отдельными стержнями с отгибами.

Временная нагрузка — расчетная временная нагрузка, передающаяся от плиты перекрытия

$$p = 2{,}0 \cdot 0{,}60 = 1{,}20 \ т/м.$$

Полная расчетная нагрузка на балку

$$q = g + p = 0{,}68 + 1{,}20 = 1{,}88 \ т/м.$$

Расчетная схема второстепенной балки показана на рис. 11.8.

Все промежуточные пролеты, начиная со второго, конструируются по второму пролету.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Определение расчетных усилий производится с учетом их перераспределения по формулам (9.16) — (9.19) и огибающей эпюре изгибающих моментов равнопролетной второстепенной балки, приведенной на рис. 14.4.

Как видно из огибающей эпюры моментов, уже при отношении $p/g \geqslant 1{,}50$ (в нашем случае $p/g = 1{,}77$) во многих сечениях балки могут действовать изгибающие моменты обоих знаков. Поэтому при расчете второстепенных балок не всегда достаточно ограничиться определением изгибающих моментов только для основных пролетных и опорных сечений по формулам (9.16) — (9.19), а следует вычислить величины положительных и отрицательных изгибающих моментов для сечений через $0{,}2l$, как показано на огибающей эпюре (см. рис. 14.4). Необходимо отметить, что имеющиеся указания (см. главу 9) о длине заводки верхней опорной арматуры, воспринимающей отрицательные изгибающие моменты, как показывают проверки и

произведенный для данного примера расчет, не всегда обеспечивают удовлетворительное перекрытие огибающей эпюры изгибающих моментов.

При симметричной нагрузке и симметричной схеме балки расчетные усилия достаточно определить только для половины балки.

Так как в нашем случае разница в величине пролетов l_1 и l_2 меньше 10%, пользуемся формулами для равнопролетных балок. Определение расчетных изгибающих моментов удобно производить в табличной форме (табл. 11.1).

Таблица 11.1 **Изгибающие моменты в сечениях второстепенной балки**

Номер пролета	Расстояние от левой опоры до сечения в долях пролета	Значение		$(g+p)l^2$	Изгибающие моменты, т·м	
		$+\beta$	$-\beta$		$M_{макс}$	$M_{мин}$
I	0,2*l*	0,065	—	(0,68 + 1,20) × × 5,73² = 61,75	4,01	—
	0,4*l*	0,090	—		5,56	—
	0,425*l*	$\frac{1}{11}$	—		5,61	—
	0,6*l*	0,075	—		4,64	—
	0,8*l*	0,020	~0,00		1,24	—
	1,0*l*	—	$\frac{1}{14}$		—	—4,41
II	0,2*l*	0,018	0,028	(0,68 + 1,20) × × 5,70² = 61,20	1,10	—1,72
	0,4*l*	0,058	0,006		3,56	—0,37
	0,5*l*	$\frac{1}{16}$	0,005		3,83	—0,31
	0,6*l*	0,058	0,003		3,56	—0,18
	0,8*l*	0,018	0,023		1,10	—1,41
	1,0*l*	—	$\frac{1}{16}$		—	—3,83
III	0,2*l*	0,018	0,021	(0,68 + 1,20) × × 5,70² = 61,20	1,10	—1,29
	0,4*l*	0,058	~0,00		3,56	~0,00
	0,5*l*	$\frac{1}{16}$	~0,00		3,83	~0,00

Примечание. Расположение нулевых точек для каждой из ветвей принимаем по рис. 14.4.

Вычисляем расчетные величины поперечных сил:
на опоре *A*

$$Q_A^{пр} = 0{,}4ql_1 = 0{,}4 \cdot 1{,}88 \cdot 5{,}73 = 4{,}31 \ т;$$

на опоре *B* слева (по грани опоры)

$$Q_B^{л} = -0{,}6ql_1 = -0{,}6 \cdot 1{,}88 \cdot 5{,}73 = -6{,}46 \ т;$$

в остальных опорных сечениях

$$Q_B^{пр} = -Q_C^{л} = Q_C^{пр} = 0{,}5\,ql_2 = 0{,}5 \cdot 1{,}88 \cdot 5{,}70 = 5{,}36 \ т.$$

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ АРМАТУРЫ

Вариант с применением сварных каркасов и сеток. Армирование второстепенных балок ребристых перекрытий при применении сварных каркасов и сеток выполняется в пролете из плоских сварных каркасов, над опорами — из плоских или рулонных сеток, укладываемых равномерно по всей длине над главными балками, с расположением рабочих стержней перпендикулярно к главной балке.

Принимаем рабочие стержни каркасов из горячекатаной стали периодического профиля класса А-II; поперечные стержни каркасов — из гладкой круглой горячекатаной стали класса А-I; сетки для армирования опорных

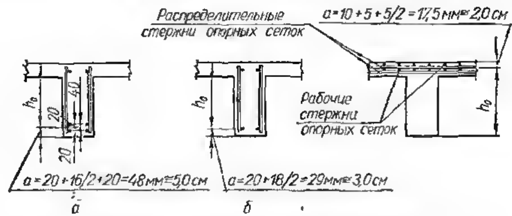


Рис. 11.9. Схемы для определения рабочей высоты сечения:
а — в пролете I; *б* — в пролетах II и III; *в* — в опорных сечениях.

участков — из обыкновенной холоднотянутой арматурной проволоки класса В-I диаметром до 5,5 *мм*.

Сечение балки принимаем $b = 20$ *см*, $h = 40$ *см*. Для тех сечений, где плита располагается в сжатой зоне, расчетную ширину сечения принимаем $b_п = 200$ *см*.

Рабочая высота сечений балки (рис. 11.9):

в пролете I

$$h_0 = h - a = 40{,}0 - 5{,}0 = 35{,}0 \text{ см};$$

в пролетах II и III

$$h = 40{,}0 - 3{,}0 = 37{,}0 \text{ см};$$

на опорах

$$h_0 = 40{,}0 - 2{,}0 = 38{,}0 \text{ см}.$$

Проверяем условие (4.31) для сечения на опоре *B* слева, где действует наибольшая поперечная сила

$$Q_B^л = 6460 < 0{,}25 R_и b h_0 = 0{,}25 \cdot 80 \cdot 20{,}0 \cdot 38{,}0 = 15\,200 \text{ кг}.$$

Условие удовлетворяется — размеры принятого сечения достаточны.

Расчет продольной арматуры. Определяем сечение продольной арматуры в пролетных сечениях по положительному изгибающему моменту. В этих сечениях плита находится в сжатой зоне и сечение рассматривается как тавровое.

В пролете I

$$M_I = 5{,}61 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{561\,000}{80 \cdot 200 \cdot 35{,}0^2} = 0{,}029;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}985$;

$$F_а = \frac{M}{R_а \gamma h_0} = \frac{561\,000}{2700 \cdot 0{,}985 \cdot 35{,}0} = 6{,}03 \text{ см}^2.$$

В пролетах II и III

$$M_{II} = M_{III} = 3{,}83\ m \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{383\,000}{80 \cdot 200 \cdot 37{,}0^2} = 0{,}018;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}99$;

$$F_а = \frac{383\,000}{2700 \cdot 0{,}99 \cdot 37{,}0} = 3{,}86\ см^2.$$

Определяем площадь продольной арматуры в опорных сечениях по грани опор, т. е. по грани главных балок. В этих сечениях действуют отрицательные изгибающие моменты, плита находится в растянутой зоне и сечение рассматривается как прямоугольное с шириной, равной ширине ребра $b = 20\ см$.

На опоре B

$$M_B = -4{,}41\ m \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{441\,000}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 38{,}0^2} = 0{,}191;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}89$;

$$F_а = \frac{441\,000}{3150 \cdot 0{,}89 \cdot 38{,}0} = 4{,}14\ см^2.$$

На опоре C

$$M_C = -3{,}83\ m \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{383\,000}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 38{,}0^2} = 0{,}165;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}91$;

$$F_а = \frac{383\,000}{3150 \cdot 0{,}91 \cdot 38{,}0} = 3{,}52\ см^2.$$

Кроме того, отрицательный изгибающий момент может действовать также в пролетном сечении пролета II. В этом случае плита находится в растянутой зоне ($b = 20\ см$); растянутая арматура располагается в один ряд: $h_0 = 37{,}0\ см$

$$M_{II\ мин} = -0{,}31\ m \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{31\,000}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 37{,}0^2} = 0{,}014;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}99$;

$$F_а = \frac{31\,000}{2700 \cdot 0{,}99 \cdot 37{,}0} = 0{,}32\ см^2;$$

$$\mu = \frac{0{,}32}{20{,}0 \cdot 37{,}0} \cdot 100 = 0{,}04\% < 0{,}1\%.$$

Минимальное допустимое сечение арматуры

$$F_а = \frac{20{,}0 \cdot 37{,}0}{100} \cdot 0{,}1 = 0{,}74\ см^2.$$

Принимаем армирование:

в пролете I — два каркаса с двумя рабочими стержнями диаметром 14 *мм* в каждом каркасе, всего 4 ⌀ 14 АII ($F_а = 6{,}16\ см^2 > 6{,}03\ см^2$);

в пролетах II и III — два каркаса с одним рабочим стержнем диаметром 16 *мм* в каждом каркасе, всего 2 ⌀ 16 АII ($F_а = 4{,}02\ см^2 > 3{,}86\ см^2$);

верхние стержни каркасов принимаем диаметром 10 *мм*; тогда арматура у верхней грани балки в пролете II — 2 ⌀ 10 АII ($F_а = 1{,}57\ см^2 > 0{,}74\ см^2$).

На опоре B — две сетки 250/150/4/5 шириной 2 *м* ($F_а = 1{,}31 \cdot 2 \cdot 2 = 5{,}24\ см^2 > 4{,}14\ см^2$);

на опорах C и D — две сетки 250/150/3/4 ($F_а = 0{,}84 \cdot 2 \cdot 2 = 3{,}36\ см^2 \cong 3{,}52\ см^2$).

Расчет поперечных стержней каркасов. Проверяем условие (4.32) в сечении на опоре A, где действует наименьшая поперечная сила

$$Q_A^{пр} = 4310 > R_p b h_0 = 5{,}8 \cdot 20{,}0 \cdot 35{,}0 = 4060 \ кг.$$

Условие не удовлетворяется — поперечная арматура требуется по расчету на всех приопорных участках.

Сечение поперечных стержней каркасов подбираем по наибольшей поперечной силе $Q_B^{лев} = 6460$ *кг*.

Наибольшее допускаемое расчетное расстояние между поперечными стержнями по формуле (4.39)

$$u_{макс} = \frac{0{,}1 R_и b h_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 80 \cdot 20 \cdot 38{,}0^2}{6460} = 35{,}8 \ см.$$

По табл 8.3 устанавливаем соотношения между диаметрами стержней в сварных каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки. Принимаем диаметр поперечных стержней $d_2 = 6$ *мм* ($f_x = 0{,}28$ *см*^{2}) по всей длине балки.

Усилие, которое должны воспринять поперечные стержни двух каркасов на единицу длины балки в соответствии с формулой (4.42),

$$q_x = \frac{(Q + R_{a.x} f_x n)^2}{0{,}6 R_и b h_0^2} = \frac{(6460 + 1700 \cdot 0{,}28 \cdot 2)^2}{0{,}6 \cdot 80 \cdot 20 \cdot 38{,}0^2} = 39{,}7 \ кг/см.$$

Требуемый шаг поперечных стержней при принятом их диаметре в соответствии с формулой (4.43)

$$u = \frac{R_{a.x} f_x n}{q_x} = \frac{1700 \cdot 0{,}28 \cdot 2}{39{,}7} = 24{,}0 \ см.$$

Руководствуясь указаниями по конструированию, принимаем шаг поперечных стержней на приопорных участках $u_1 = 15$ *см*.

Вариант с применением вязаной арматуры. Принимаем продольную арматуру из горячекатаной стали периодического профиля класса A-II; хомуты и монтажную арматуру — из гладкой круглой горячекатаной стали класса A-I.

Рабочую высоту сечения балки определяем в предположении размещения арматуры в один ряд во всех сечениях ($a = 3{,}0$ *см*)

$$h_0 = h - a = 40{,}0 - 3{,}0 = 37{,}0 \ см.$$

Проверяем условие (4.31) для сечения на опоре B слева, где действует наибольшая поперечная сила

$$Q_B^л = 6460 < 0{,}25 R_и b h_0 = 0{,}25 \cdot 80 \cdot 20 \cdot 37{,}0 = 14\,800 \ кг.$$

Условие удовлетворяется — размеры принятого сечения достаточны.

Расчет продольной арматуры. Площадь продольной арматуры в пролетных сечениях пролетов II и III (в пролете I изменилась величина h_0) принимаем по варианту с применением сварных каркасов, так как прочностные характеристики арматуры в обоих случаях одинаковы: $F_a = 3{,}86$ *см*^{2} (по положительному моменту); $F_a = 0{,}74$ *см*^{2} (по отрицательному моменту в пролете II).

Определяем площадь продольной арматуры в пролете I:

$$M_I = 5{,}61 \ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{561\,000}{80 \cdot 200 \cdot 37{,}0^2} = 0{,}026;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}987$;

$$F_a = \frac{561\,000}{2700 \cdot 0{,}987 \cdot 37{,}0} = 5{,}68 \ см^2.$$

Определяем также площадь продольной арматуры в опорных сечениях, так как в варианте с применением сварных каркасов применялись сетки из холоднотянутой проволоки класса В-1 с расчетным сопротивлением $R_a = 3150$ *кг/см²*, а в настоящем варианте применяется та же арматура, что и в пролете ($R_a = 2700$ *кг/см²*); кроме того, изменилась величина h_0.

На опоре *B*

$$M_B = -4{,}41 \ m \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{441\,000}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 37{,}0^2} = 0{,}201;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}885$;

$$F_a = \frac{441\,000}{2700 \cdot 0{,}885 \cdot 37{,}0} = 4{,}98 \ см^2.$$

На опоре *C*

$$M_C = -3{,}83 \ m \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{383\,000}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 37{,}0^2} = 0{,}175;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}90$;

$$F_a = \frac{383\,000}{2700 \cdot 0{,}90 \cdot 37{,}0} = 4{,}25 \ см^2.$$

Расчет хомутов и отогнутых стержней. Проверяем условие (4.32) в сечении на опоре *A*, где действует наименьшая поперечная сила

$$Q_A^{пр} = 4310 > 5{,}8 \cdot 20{,}0 \cdot 37{,}0 = 4298 \ кг.$$

Условие не удовлетворяется — поперечная арматура на всех приопорных участках должна быть установлена по расчету.

По наибольшей поперечной силе $Q_B^л$ определяем расчетное наибольшее допустимое расстояние между хомутами

$$u_{макс} = \frac{0{,}1 \cdot 80 \cdot 20{,}0 \cdot 37{,}0^2}{6460} = 33{,}9 \ см.$$

Принимаем хомуты диаметром 6 *мм* ($f_x = 0{,}28$ *см²*), двуветвенные; расстояние между хомутами

$$u = 150 \ мм;$$

$$q_x = \frac{R_{a.x} f_x n}{u} = \frac{1700 \cdot 0{,}28 \cdot 2}{15} = 63 \ кг/см.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами при принятых их диаметре и шаге в невыгоднейшем наклонном сечении

$$Q_{x.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_x} - q_x u = \sqrt{0{,}6 \cdot 80 \cdot 20{,}0 \cdot 37{,}0^2 \cdot 63} - 63 \cdot 15 =$$

$$= 8155 \ кг > 6460 \ кг,$$

т. е. постановка отогнутых стержней по расчету не требуется.

Определение мест обрыва сеток и стержней. Для определения места обрыва каркаса, сетки или стержня необходимо:

а) определить величину расчетной несущей способности (предельного изгибающего момента) сечения, армированного оставшейся арматурой (т. е. арматурой за пределами обрыва);

б) по огибающей эпюре изгибающих моментов найти место возможного теоретического обрыва, т. е. местоположение вертикального сечения, где внешний расчетный изгибающий момент равен расчетной несущей способности, вычисленной согласно предыдущему пункту;

в) определить величину поперечной силы в найденном сечении (при том же расположении временной нагрузки, при котором получен изгибаю-

щий момент согласно пункту «б») и вычислить длину w, на которую необходимо завести продольные растянутые стержни за вертикальное сечение, где они не требуются по расчету;

г) вычислить расстояние от опор до мест действительного обрыва каркасов.

Определению подлежат места обрыва арматуры в виде сеток и нижних стержней в пролетном каркасе первого пролета. Теоретически обрыв одной из опорных сеток может произойти в месте, где требуемая несущая способность сечения обеспечивается верхними стержнями пролетных каркасов и одной остающейся сеткой. Так как верхние стержни пролетных каркасов прерываются на опорах, площадь сечения опорной арматуры определяем без учета площади этих стержней. Одновременно проверяем достаточность заводки верхних стержней каркасов за место их теоретического обрыва.

Находим места теоретического обрыва сеток и стержней.

П р о л е т н а я   а р м а т у р а   в   п р о л е т е   I. Обрываются 2 ∅ 14 AII; оставшаяся арматура 2 ∅ 14 AII; $F_a = 3{,}08$ *см²*; $h_0 = 37{,}0$ *см*; $b = 200$ *см*.

Расчетная несущая способность сечения, армированного 2 ∅ 14 AII,

$$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_и b h_0} = \frac{2700 \cdot 3{,}08}{80 \cdot 200 \cdot 37{,}0} = 0{,}014;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}99$;

$$[M] = R_a F_a \gamma h_0 = 2700 \cdot 3{,}08 \cdot 0{,}99 \cdot 37{,}0 = 307\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 3{,}07 \ m \cdot м.$$

О п о р н а я   а р м а т у р а   н а   о п о р е   *B*. Верхние стержни пролетных каркасов 2 ∅ 10 AII; $F_a = 1{,}57$ *см²*; $h_0 = 37{,}0$ *см*; $b = 20{,}0$ *см*;

$$\alpha = \frac{2700 \cdot 1{,}57}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 37{,}0} = 0{,}072;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}965$;

$$[M] = 2700 \cdot 1{,}57 \cdot 0{,}965 \cdot 37{,}0 = 151\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 1{,}51 \ m \cdot м.$$

Суммарная площадь стержней сетки 250/150/4/5 на ширине 2,0 *м*

$$F_a = 1{,}31 \cdot 2 = 2{,}62 \text{ см}^2;$$

$$h_0 = 38{,}0 \text{ см}; \quad b = 20{,}0 \text{ см};$$

$$\alpha = \frac{3150 \cdot 2{,}62}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 38{,}0} = 0{,}136;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}93$;

$$[M] = 3150 \cdot 2{,}62 \cdot 0{,}93 \cdot 38{,}0 = 290\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 2{,}90 \ m \cdot м.$$

О п о р н а я   а р м а т у р а   н а   о п о р е   *C*. Несущую способность сечений, армированных верхними стержнями, принимаем по данным расчета для опоры *B* — $[M] = 2{,}14$ *т · м*.

Суммарная площадь стержней сетки 250/150/3/4 на ширине 2,0 *м*

$$F_a = 0{,}84 \cdot 2 = 1{,}68 \text{ см}^2;$$

$$h_0 = 38{,}0 \text{ см}; \quad b = 20{,}0 \text{ см};$$

$$\alpha = \frac{3150 \cdot 1{,}68}{80 \cdot 20{,}0 \cdot 38{,}0} = 0{,}087;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}955$;

$$[M] = 3150 \cdot 1{,}68 \cdot 0{,}955 \cdot 38{,}0 = 190\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 1{,}90 \ m \cdot м.$$

По огибающей эпюре моментов определяем теоретические места обрыва стержней (рис. 11.10):

$$a_1 = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}73 \cdot 3{,}07}{4{,}01} = 0{,}88 \ м;$$

$$a_2 = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}73\,(3{,}07 - 1{,}24)}{4{,}64 - 1{,}24} + 0{,}2 \cdot 5{,}73 = 0{,}62 + 1{,}15 = 1{,}77 \ \text{м};$$

$$a_3 = \frac{0{,}240 \cdot 5{,}73\,(4{,}41 - 1{,}51)}{4{,}41} = 0{,}90 \ \text{м};$$

$$a_4 = \frac{0{,}240 \cdot 5{,}73\,(4{,}41 - 2{,}90)}{4{,}41} = 0{,}47 \ \text{м};$$

$$a_5 = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}70\,(4{,}41 - 2{,}90)}{4{,}41 - 1{,}72} = 0{,}64 \ \text{м};$$

$$a_6 = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}70\,(1{,}72 - 1{,}51)}{1{,}72 - 0{,}37} + 0{,}2 \cdot 5{,}70 = 1{,}32 \ \text{м};$$

$$a_7 = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}70\,(3{,}83 - 1{,}51)}{3{,}83 - 1{,}41} = 1{,}09 \ \text{м};$$

$$a_8 = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}70\,(3{,}83 - 1{,}90)}{3{,}83 - 1{,}41} = 0{,}91 \ \text{м};$$

$$a_9 = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}70\,(3{,}83 - 1{,}90)}{3{,}83 - 1{,}29} = 0{,}87 \ \text{м};$$

$$a_{10} = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}70\,(3{,}83 - 1{,}51)}{3{,}83 - 1{,}29} = 1{,}04 \ \text{м}.$$

Поперечные силы Q в местах теоретического обрыва стержней и сеток вычисляем приближенно, определяя тангенс угла наклона соответствующей

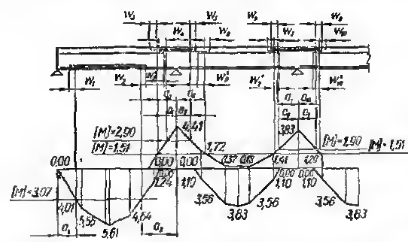


Рис. 11.10. Огибающая эпюра изгибающих моментов для второстепенной балки.

ветви эпюры M (см. рис. 11.11 и 11.12). В данном случае (при действии равномерно распределенной нагрузки) указанный метод является приближенным, поскольку действительная криволинейная эпюра M заменяется здесь полигональной:

$$Q_1 = \frac{4{,}01}{0{,}2 \cdot 5{,}73} = 3{,}50 \ т;$$

$$Q_2 = \frac{4{,}64 - 1{,}24}{0{,}2 \cdot 5{,}73} = 2{,}96 \ т;$$

$$Q_3 = Q_4 = \frac{4{,}41}{0{,}24 \cdot 5{,}73} = 3{,}20 \ т;$$

$$Q_5 = \frac{4{,}41 - 1{,}72}{0{,}2 \cdot 5{,}70} = 2{,}36 \ т;$$

$$Q_6 = \frac{1{,}72 - 0{,}37}{0{,}2 \cdot 5{,}70} = 1{,}18 \ т;$$

$$Q_7 = Q_8 = \frac{3{,}83 - 1{,}41}{0{,}2 \cdot 5{,}70} = 2{,}12 \ т;$$

$$Q_9 = Q_{10} = \frac{3{,}83 - 1{,}29}{0{,}2 \cdot 5{,}70} = 2{,}22 \ т.$$

Усилие в поперечных стержнях на единицу длины балки на участке w при двух каркасах в сечении

$$q_{x.w} = \frac{R_a F_x}{u} = \frac{2100 \cdot 0{,}28 \cdot 2}{15} = 78{,}0 \ кг/см.$$

Расстояния w:

$$w_1 = \frac{Q}{2q_{x.w}} + 5d = \frac{3500}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 1{,}4 = 29{,}4 \ см < 30 \cdot 1{,}4 \ см = 42 \ см;$$

принимаем $w_1 = 42$ см;

$$w_2 = \frac{2960}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 1{,}4 = 26{,}0 \ см < 42 \ см; \text{ принимаем } w_2 = 42 \ см;$$

$$w_3' = \frac{3200}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 1{,}0 = 25{,}5 \ см < 30 \cdot 1{,}0 \ см = 30 \ см;$$

принимаем $w_3' = 30$ см;

$$w_3 = \frac{3200}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}5 = 23{,}0 \ см > 40 \cdot 0{,}5 \ см = 20 \ см;$$

принимаем $w_3 = 23$ см;

$$w_4 = \frac{3200}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}5 = 23{,}0 \ см > 20 \ см; \text{ принимаем } w_4 = 23 \ см;$$

$$w_5 = \frac{2360}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}5 = 17{,}6 \ см < 20 \ см; \text{ принимаем } w_5 = 20 \ см;$$

$$w_6' = \frac{1180}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 1{,}0 = 12{,}6 \ см < 30 \cdot 1{,}0 \ см = 30 \ см;$$

принимаем $w_6' = 30$ см;

$$w_6 = \frac{1180}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}5 = 10{,}1 \ см < 40 \cdot 0{,}5 \ см = 20 \ см;$$

принимаем $w_6 = 20$ см;

$$w_7' = \frac{2120}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 1{,}0 = 18{,}6 \ см < 30 \cdot 1{,}0 \ см = 30 \ см;$$

принимаем $w_7' = 30$ см·

$$w_7 = \frac{2120}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}4 = 15{,}6 \ см < 40 \cdot 0{,}4 \ см = 16 \ см;$$

принимаем $w_7 = 16$ см;

$$w_8 = \frac{2120}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}4 = 15{,}6 \ см < 16 \ см; \text{ принимаем } w_8 = 16 \ см;$$

$$w_9 = \frac{2220}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}4 = 16{,}2 \ см > 16 \ см; \text{ принимаем } w_9 = 17 \ см;$$

$$w_{10}' = \frac{2220}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 1{,}0 = 19{,}2 \ см < 30 \cdot 1{,}0 \ см = 30 \ см;$$

принимаем $w_{10}' = 30$ см.

$$w_{10} = \frac{2220}{2 \cdot 78} + 5 \cdot 0{,}4 = 16{,}2 \ см > 16 \ см; \text{ принимаем } w_{10} = 17 \ см.$$

Следует отметить, что необходимость в подобном определении имеется только на тех участках длины балки, где имеет место неравенство $Q > 30q_{x.w}d$. На участках балки, где $Q \leqslant 30q_{x.w}d$, длину заводки стержня за сечение, в котором он не требуется по расчету, следует принимать равной $20d$.

Определяем расстояния от концов пролетов до мест действительного обрыва стержней и сеток:

$$a_1 - w_1 = 0,88 - 0,42 = 0,46 \text{ м};$$
$$a_2 - w_2 = 1,77 - 0,42 = 1,35 \text{ м};$$
$$a_3 - w_3' = 0,90 - 0,30 = 0,60 \text{ м};$$
$$a_3 + w_3 = 0,90 + 0,23 = 1,13 \text{ м};$$
$$a_4 + w_4 = 0,47 + 0,23 = 0,70 \text{ м};$$
$$a_5 + w_5 = 0,64 + 0,20 = 0,84 \text{ м};$$
$$a_6 - w_6' = 1,32 - 0,30 = 1,02 \text{ м};$$
$$a_6 + w_6 = 1,32 + 0,20 = 1,52 \text{ м};$$
$$a_7 - w_7' = 1,09 - 0,30 = 0,79 \text{ м};$$
$$a_7 + w_7 = 1,09 + 0,16 = 1,25 \text{ м};$$
$$a_8 + w_8 = 0,91 + 0,16 = 1,07 \text{ м};$$
$$a_9 + w_9 = 0,87 + 0,17 = 1,04 \text{ м};$$
$$a_{10} - w_{10}' = 1,04 - 0,30 = 0,74 \text{ м};$$
$$a_{10} + w_{10} = 1,04 + 0,17 = 1,21 \text{ м}.$$

КОНСТРУИРОВАНИЕ

Конструкция балки в варианте армирования сварными каркасами и сетками (рис. 11.11, вклейка) в части длины заводки сеток опорной арматуры в пролеты и назначения сечения верхних стержней каркасов выполнена в соответствии с огибающей эпюрой изгибающих моментов. Анкеровка каркасов на крайней опоре выполнена в соответствии с указаниями главы 8.

Арматура опорных сечений принята в виде сеток из холоднотянутой проволоки с поперечным расположением рабочих стержней. План сеток приведен на рис. 11.4.

Площадь сечения верхних стержней каркасов принята в размере 25% сечения арматуры в опорном сечении балки с учетом разницы в величине R_a для холоднотянутой проволоки класса В-I и горячекатаной стали периодического профиля класса А-II.

Армирование второстепенной балки отдельными стержнями показано на рис. 11.12 (вклейка). Количество отгибов принято по конструктивным соображениям, так как по расчету отгибы не требуются. Для возможности полного использования отгибаемых снизу стержней в опорных сечениях места их отгибов выдвинуты в пролет путем введения дополнительных конструктивных «уток», площадь сечения которых в качестве опорной арматуры не учитывается. Длина заводки стержней в смежные пролеты принята по эпюре материалов. Необходимо подчеркнуть, что имеющиеся рекомендации о заводке стержней во второстепенных балках, несущих равномерную распределенную нагрузку (см. главу 9), не обеспечили необходимого перекрытия огибающей эпюры моментов на первой промежуточной опоре, поэтому места обрыва стержней были определены по эпюре материалов. Вычисление ординат эпюры материалов приведено в табл. 11.2. Необходимая длина заводки обрываемого стержня за сечение, в котором он не требуется по расчету, определяется по формуле (4.62) аналогично тому, как было это сделано для случая армирования балки сварными каркасами и сетками.

Следует отметить, что при расположении арматуры в опорных сечениях в два ряда и четном количестве пролетов балки (ось симметрии находится на опоре, а не в пролете), осуществить симметричное армирование балки обыч-

Таблица 11.2. **Вычисление ординат эпюры материалов (см. рис. 11.12)**

Диаметр и количество стержней	Количество рядов арматуры	h_0, *см*	F_a, *см²*	R_a, *кг/см²*	$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_и b h_0}$	ν	νh_0, *см*	$[M] = R_a F_a \times \nu h_0$, *т·м*
Пролетная арматура (b = 200 см)								
I пролет								
2⌀ 16 AII	1	37	4,02	2700	0,018	0,991	36,7	4,00
3 ⌀ 16 AII	1	37	6,03	2700	0,027	0,986	36,4	5,94
II пролет								
2 ⌀ 12 AII	1	37	2,26	2700	0,010	0,995	36,8	2,24
4 ⌀ 12 AII	1	37	4,52	2700	0,021	0,990	36,6	4,49
Опорная арматура (b = 20 см)								
Первая промежуточная опора								
2 ⌀ 10 AII	1	37	1,57	2700	0,072	0,964	35,6	1,51
2 ⌀ 10 AII + + 2 ⌀ 12 AII	1	37	3,83	2700	0,174	0,913	33,8	3,51
2 ⌀ 10 AII + + 2 ⌀ 12 AII + +1 ⌀ 16 AII	2	35	5,84	2700	0,281	0,860	30,0	4,73
2 ⌀ 10 AII + + 1 ⌀ 16 AII	2	35	3,58	2700	0,173	0,913	31,9	3,08
Вторая промежуточная опора								
2 ⌀ 10 AII + + 2 ⌀ 12 AII	1	37	3,83	2700	0,174	0,913	33,8	3,51
2 ⌀ 10 AII + + 4 ⌀ 12 AII	2	35	6,09	2700	0,293	0,853	29,8	4,89

но не удается и в одном из пролетов появляется новый стержень (в нашем случае это стержень 5).

Для выявления этого стержня показан последний пролет балки, и, таким образом, изображенное на рис. 11.12 количество пролетов является минимальным для балок такого типа.

Расчет главной балки

Расчетная схема главной балки принимается в виде неразрезной балки на шарнирно вращающихся опорах. Расчетные величины пролетов принимаются равными расстоянию между осями опор, а для крайних пролетов — расстоянию от середины опирания на стену до оси колонны.

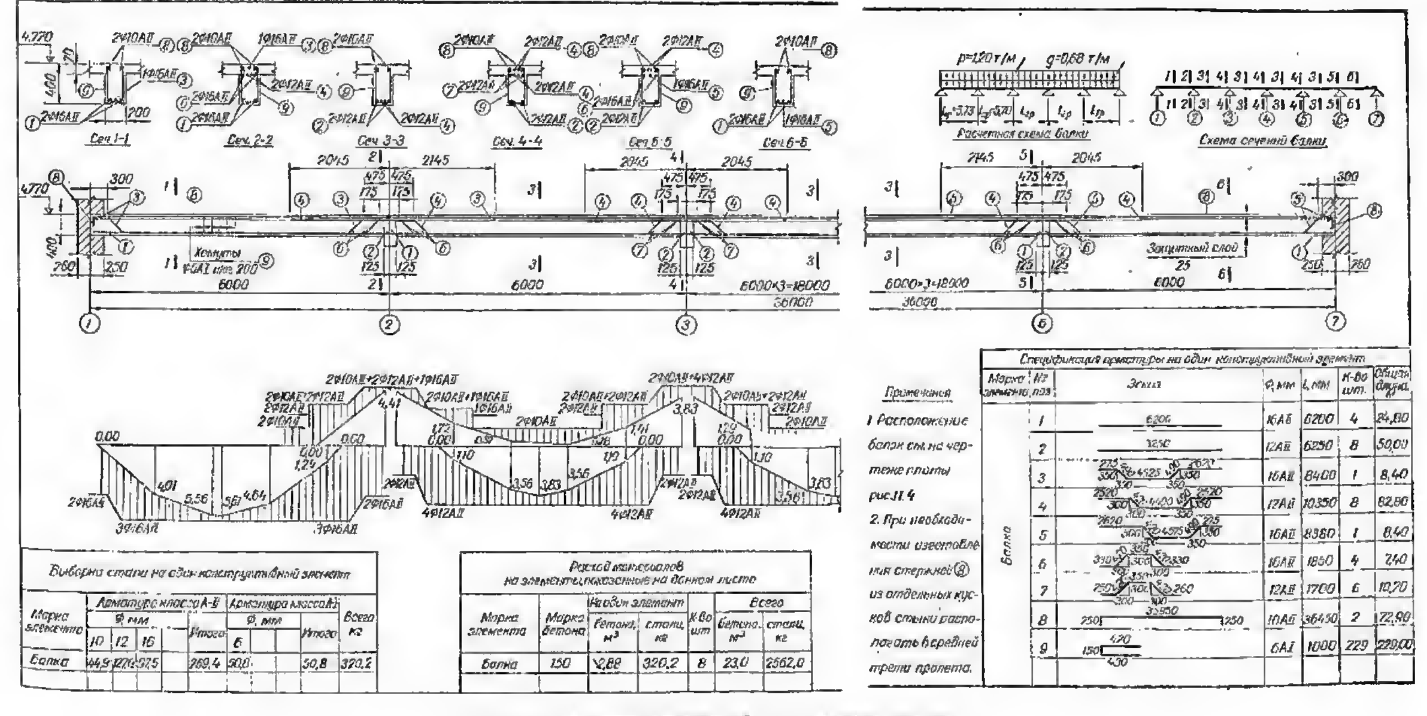
Принимая глубину опирания на стену главной балки 380 *мм* (рис. 11.2), получаем:

$$l_1 = 600 - 25 + \frac{38}{2} = 594 \text{ см} = 5{,}94 \text{ м};$$

$$l_2 = 600 \text{ см} = 6{,}0 \text{ м}.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Нагрузки, передаваемые второстепенными балками на главную, учитываются в виде сосредоточенных сил и определяются без учета неразрезности второстепенных балок. Нагрузка от собственного веса ребра главной балки фактически является равномерно распределенной. Для упрощения расчета



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент						
Марка элемента	№ поз	Эскиз	⌀, мм	l, мм	К-во шт.	Общая длина, м
Балка	1		16AII	6200	4	24,80
	2		12AII	6250	8	50,00
	3		16AII	8400	1	8,40
	4		12AII	10350	8	82,80
	5		16AII	8380	1	8,40
	6		16AII	1850	4	7,40
	7		12AII	1700	6	10,70
	8		10AII	36450	2	72,90
	9		6AI	1000	229	229,00

Примечания

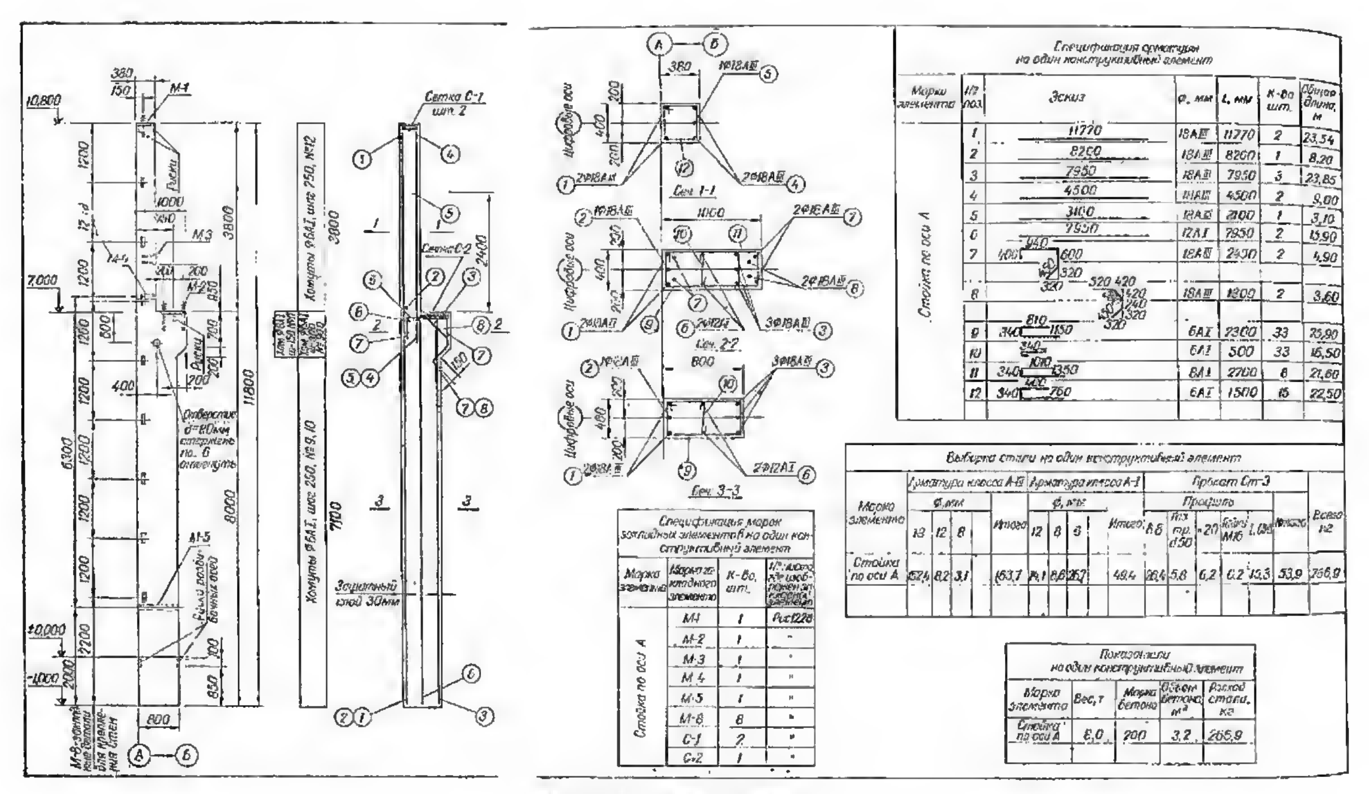
1. Расположение балок см. на чертеже плиты рис. 11.4

2. При необходимости изготовления стержней ⑧ из отдельных кусков стыки располагать в средней трети пролета.

Выборка стали на один конструктивный элемент											
Марка элемента	Арматура класса A-II, ⌀ мм				Итого	Арматура класса A-I, ⌀, мм			Итого	Всего, кг
	10	12	16			6				
Балка	44,9	127,0	97,5		269,4	50,8			50,8	320,2

Расход материалов на элементы, показанные на данном листе						
Марка элемента	Марка бетона	На один элемент: бетона, м³	На один элемент: стали, кг	К-во шт	Всего: бетона, м³	Всего: стали, кг
Балка	150	2,88	320,2	8	23,0	2562,0

Рис. 11.12. Армирование второстепенной балки отдельными стержнями.



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент

Марка элемента	№ поз.	Эскиз	ф, мм	l, мм	К-во, шт.	Общая длина, м
Стойка по оси А	1	11770	18AIII	11770	2	23,54
	2	8200	18AIII	8200	1	8,20
	3	7950	18AIII	7950	3	23,85
	4	4500	18AIII	4500	2	9,00
	5	3100	18AIII	3100	1	3,10
	6	7950	12AI	7950	2	15,90
	7	940, 400, 600, 320, 320	18AIII	2450	2	4,90
	8	520, 420, 420, 240, 320, 320	18AIII	1800	2	3,60
	9	810, 340, 1150	6AI	2300	33	75,90
	10	340	6AI	500	33	16,50
	11	1010, 340, 1350	8AI	2700	8	21,60
	12	400, 340, 760	6AI	1500	15	22,50

Спецификация марок закладных элементов на один конструктивный элемент

Марка элемента	Марка закладного элемента	К-во, шт.	№ чертежа закладного элемента
Стойка по оси А	M-1	1	Рис. 12.28
	M-2	1	"
	M-3	1	"
	M-4	1	"
	M-5	1	"
	M-8	8	"
	C-1	2	"
	C-2	1	"

Выборка стали на один конструктивный элемент

Марка элемента	Арматура класса A-III, ф, мм: 18	12	8		Итого	Арматура класса A-I, ф, мм: 12	8	6		Итого	Прокат Ст-3, Профиль: δ 8	Газ. тр. d50	ф20	Болт М16	L 63	Итого	Всего, кг
Стойка по оси А	152,4	8,2	3,1		163,7	14,1	8,6	26,7		49,4	28,4	5,8	6,2	0,2	13,3	53,9	266,9

Показатели на один конструктивный элемент

Марка элемента	Вес, т	Марка бетона	Объем бетона, м³	Расход стали, кг
Стойка по оси А	8,0	200	3,2	265,9

Рис. 12.26. Конструкция стойки по оси *А*.

нагрузку от собственного веса ребра главной балки можно собирать с участка между осями примыкающих пролетов плиты и добавлять к сосредоточенным силам, передающимся от второстепенных балок.

Задаваясь сечением главной балки 30 × 60 *см*, находим нагрузки на главную балку.

Расчетная нагрузка от собственного веса ребра балки на участке длиной 2,0 *м*

$$(0{,}60 - 0{,}07)\,0{,}30 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}50 \cdot 1{,}1 = 0{,}88\ m.$$

Расчетная постоянная нагрузка, передающаяся от второстепенной балки,

$$0{,}68 \cdot 6{,}0 = 4{,}08\ m.$$

Итого, расчетная постоянная нагрузка

$$G = 0{,}88 + 4{,}08 = 4{,}96\ m.$$

Расчетная временная нагрузка, передающаяся от второстепенной балки,

$$P = 1{,}20 \cdot 6{,}0 = 7{,}20\ m.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Расчетная схема главной балки и схема нагрузок показаны на рис. 11.13. Определение расчетных усилий производится с учетом их перераспределения.

Предварительно определяем усилия в балке как в упругой системе.

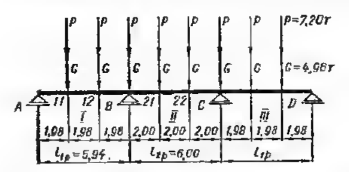


Рис. 11.13. Расчетная схема главной балки и расчетные нагрузки.

При симметричных нагрузке и схеме балки усилия достаточно определить только для половины балки. При неравных пролетах главной балки, в случаях, если разница в величине пролетов не больше 10%, определение усилий разрешается производить по таблицам для равнопролетных балок. При определении усилий в главных балках, как и в упругих системах, рекомендуется пользоваться табл. 14.12, позволяющей построить эпюры изгибающих моментов от каждой рассматриваемой комбинации постоянной и временной нагрузок в отдельности. Ввиду нескольких комбинаций нагрузок вычисление величин изгибающих моментов и поперечных сил производим в табличной форме (табл. 11.3 и 11.4).

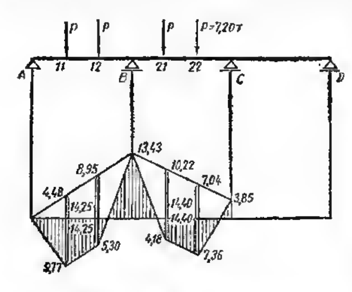


Рис. 11.14. Сложение эпюр опорных моментов с эпюрами изгибающих моментов свободно лежащей балки.

В случае расположения временной нагрузки в пролетах I и II в табл. 14.12 даны коэффициенты для определения только опорных моментов. Что касается пролетных моментов, то они легко могут быть вычислены путем наложения на эпюру опорных моментов, эпюр, соответствующих простым свободно лежащим на двух опорах балкам (рис. 11.14).

В нашем случае

$$M_B = -13{,}43\ m \cdot м.$$

Таблица 11.3. **Изгибающие моменты в сечениях главной балки**

Нагрузка	Пролеты, загруженные временной нагрузкой	Величина изгибающих моментов, $m \cdot м$		
		Пролет I	Пролет II	Опора B
Постоянная — в виде сосредоточенных сил G	—	$M_{1,1} = 0{,}244 \cdot 4{,}96 \times 5{,}94 = 7{,}20$; $M_{1,2} = 0{,}156 \cdot 4{,}96 \times 5{,}94 = 4{,}60$	$M_{2,1} = 0{,}067 \cdot 4{,}96 \times 6{,}0 = 2{,}0$; $M_{2,2} = M_{2,1} = 2{,}0$	$M_B = -0{,}267 \cdot 4{,}96 \times 6{,}0 = -7{,}96$
Временная — в виде сосредоточенных сил P	I; III	$M_{1,1} = 0{,}289 \times 7{,}20 \cdot 5{,}94 = 12{,}35$; $M_{1,2} = 0{,}244 \times 7{,}20 \cdot 5{,}94 = 10{,}48$	$M_{2,1} = -0{,}133 \times 7{,}20 \cdot 6{,}0 = -5{,}75$; $M_{2,2} = M_{2,1} = -5{,}75$	$M_B = -0{,}133 \times 7{,}20 \cdot 6{,}0 = -5{,}75$
	II	$M_{1,1} = -0{,}044 \times 7{,}20 \cdot 5{,}94 = -1{,}88$; $M_{1,2} = -0{,}089 \times 7{,}20 \cdot 5{,}94 = -3{,}81$	$M_{2,1} = 0{,}200 \cdot 7{,}20 \times 6{,}0 = 8{,}65$; $M_{2,2} = M_{2,1} = 8{,}65$	$M_B = -0{,}133 \times 7{,}20 \cdot 6{,}0 = -5{,}75$
	I, II	$M_{1,1} = 9{,}77$; $M_{1,2} = 5{,}30$	$M_{2,1} = 4{,}18$; $M_{2,2} = 7{,}36$	$M_B = -0{,}311 \times 7{,}20 \cdot 6{,}0 = -13{,}43$
Постоянная и временная	I; III	$M_{1,1} = 7{,}20 + 12{,}35 = 19{,}55$; $M_{1,2} = 4{,}60 + 10{,}48 = 15{,}08$	$M_{2,1} = 2{,}0 - 5{,}75 = -3{,}75$; $M_{2,2} = M_{2,1} = -3{,}75$	$M_B = -7{,}96 - 5{,}75 = -13{,}71$
	II	$M_{1,1} = 7{,}20 - 1{,}88 = 5{,}32$; $M_{1,2} = 4{,}60 - 3{,}81 = 0{,}79$	$M_{2,1} = 2{,}0 + 8{,}65 = 10{,}65$; $M_{2,2} = M_{2,1} = 10{,}65$	$M_B = -7{,}96 - 5{,}75 = -13{,}71$
	I; II	$M_{1,1} = 7{,}20 + 9{,}77 = 16{,}97$; $M_{1,2} = 4{,}60 + 5{,}30 = 9{,}90$	$M_{2,1} = 2{,}0 + 4{,}18 = 6{,}18$; $M_{2,2} = 2{,}0 + 7{,}36 = 9{,}36$	$M_B = -7{,}96 - 13{,}43 = -21{,}39$

Дополнительно к усилиям, найденным в табл. 11.3, вычисляем

$$M_C = -0{,}089 \cdot 7{,}20 \cdot 6{,}0 = -3{,}85\ m \cdot м.$$

Изгибающие моменты под сосредоточенными грузами в однопролетных свободно лежащих балках на двух опорах будут:

в пролете I

$$7{,}20 \cdot 1{,}98 = 14{,}25\ m \cdot м;$$

в пролете II

$$7{,}20 \cdot 2{,}0 = 14{,}40\ m \cdot м.$$

В результате сложения эпюры опорных моментов с эпюрами для свободно лежащих балок получаем эпюру изгибающих моментов. Складывая величины

Таблица 11.4. **Поперечные силы в сечениях главной балки**

Нагрузка	Пролеты, загруженные временной нагрузкой	Величина поперечных сил, *т*		
		На опоре *A* справа $Q_A^{пр}$	На опоре *B* слева $Q_B^{л}$	На опоре *B* справа $Q_B^{пр}$
Постоянная — в виде сосредоточенных сил *G*	—	0,733 · 4,96 = 3,63	—1,267 · 4,96 = —6,28	1,000 · 4,96=4,96
Временная — в виде сосредоточенных сил *P*	I; III II I; II	0,867 · 7,20 = 6,24 —0,133 · 7,20 = —0,96 0,689 · 7,20 = 4,96	—1,133 · 7,20 = —8,16 —0,133 · 7,20 = —0,96 —1,311 · 7,20 = —9,44	0 1,000 · 7,20 = 7,20 1,222 · 7,20 = 8,80
Постоянная и временная	I; III II I; II	3,63 + 6,24 = 9,87 3,63 — 0,96 = 2,67 3,63 + 4,96 = 8,59	—6,28—8,16 = —14,44 —6,28—0,96 = —7,24 —6,28—9,44 = —15,72	4,96 4,96 + 7,20 = 12,16 4,96 + 8,80 = 13,76

изгибающих моментов, указанные на рис. 11.14, с усилиями от постоянной нагрузки, получаем величины изгибающих моментов при загружении пролетов I и II временной нагрузкой:

$$M_{1,1} = 7{,}20 + 9{,}77 = 16{,}97\ m\cdot м;$$
$$M_{1,2} = 4{,}60 + 5{,}30 = 9{,}90\ m\cdot м;$$
$$M_{2,1} = 2{,}00 + 4{,}18 = 6{,}18\ m\cdot м;$$
$$M_{2,2} = 2{,}00 + 7{,}36 = 9{,}36\ m\cdot м.$$

Заметим, что исследовать случай загружения временной нагрузкой пролета III нет необходимости, так как подсчеты показывают, что ни одна из

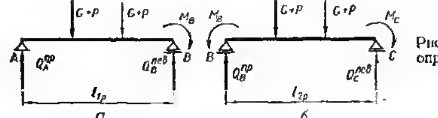


Рис. 11.15. Расчетные схемы для определения поперечных сил в главной балке.

ветвей эпюры изгибающих моментов, соответствующей этому случаю загружения, не будет внешней (т. е. огибающей).

Для некоторых случаев загружения в табл. 14.12 не приведены коэффициенты для непосредственного определения поперечных сил в интересующих нас сечениях. В этих случаях поперечные силы легко могут быть определены из рассмотрения соответствующих схем загружения (рис. 11.15). Значения изгибающих моментов при этих схемах загружения берутся из табл. 11.3.

Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в балке, как в упругой системе, от интересующих нас комбинаций нагрузок показаны на рис. 11.16 (левая половина).

Перераспределение усилий вследствие неупругих деформаций в данном случае целесообразно использовать для уменьшения в допустимых пределах (не более 30%) больших изгибающих моментов на промежуточных опорах. Пределом рационального перераспределения следует считать такое уменьшение наибольшего изгибающего момента на опоре *B*, при котором изги

бающие моменты в пролете II от этой комбинации нагрузок будут примерно равны изгибающим моментам, полученным из расчета упругой системы при других комбинациях нагрузок.

Этим соображениям отвечает уменьшение опорного момента $M_B = 21{,}39$ $m \cdot м$ на $6{,}0$ $m \cdot м$ $\left(\frac{6{,}0}{21{,}39} = 0{,}28 < 0{,}3\right)$. Тогда изгибающие

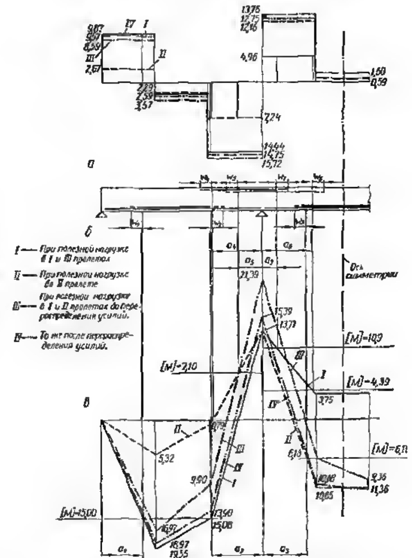


Рис. 11.16. Эпюры M и Q при различных положениях временной нагрузки и определение мест обрыва каркасов для главной балки:

а — огибающая эпюра Q; *б* — схема расположения обрывов каркасов; *в* — огибающая эпюра M.

моменты при временной нагрузке, расположенной в пролетах I и II, будут равны:

$$M'_B = 21{,}39 - 6{,}0 = 15{,}39 \; m \cdot м;$$

$$M'_{1,1} = 16{,}97 + 2{,}0 = 18{,}97 \; m \cdot м < 19{,}55 \; m \cdot м;$$

$$M'_{1,2} = 9{,}90 + 4{,}0 = 13{,}9 \; m \cdot м < 15{,}08 \; m \cdot м;$$

$$M'_{2,1} = 6{,}18 + 4{,}0 = 10{,}18 \; m \cdot м < 10{,}65 \; m \cdot м;$$

$$M'_{2,2} = 9{,}36 + 2{,}0 = 11{,}37 \; m \cdot м.$$

Соответственно поперечные силы будут равны:

$$Q_A^{пр} = 4{,}96 + 7{,}20 - \frac{15{,}39}{5{,}94} = 9{,}57 \; m;$$

$$Q_B^{л} = 4{,}96 + 7{,}20 + \frac{15{,}39}{5{,}94} = 14{,}75 \; m;$$

$$Q_B^{пр} = 4{,}96 + 7{,}20 + \frac{15{,}39 - 11{,}81}{6{,}0} = 12{,}75 \; m.$$

Величины остальных усилий, вычисленные в табл. 11.3 и 11.4, остаются без изменений. Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных

сил с учетом перераспределения вследствие пластических деформаций показаны на рис. 11.16 (левая половина).

Как указано ниже, можно обойтись без вычисления и построения огибающей эпюры поперечных сил.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ АРМАТУРЫ

На основании данных пробного подбора сечения по найденным усилиям сечение балки окончательно принимаем

$$b_0 = 25\ см;\quad h = 60\ см.$$

Разницей в величине нагрузок и усилий за счет изменения собственного веса балки (ранее учтено сечение балки 30 × 60 *см*) можно пренебречь. Для сечений, у которых плита находится в сжатой зоне, расчетную ширину сечений принимаем $b_п = b + 2\frac{l}{6} = 25 + 2\frac{600}{6} = 225$ *см*. Для сечений, у которых плита находится в растянутой зоне, расчетную ширину сечения принимаем $b_р = 25$ *см*.

Рабочую высоту сечения определяем исходя из толщины защитного слоя 20 *мм* и в предположении расположения арматуры: нижней в пролетах I и II — в два ряда; верхней в пролете II и в опорном сечении — под двумя слоями сеток опорной арматуры второстепенных балок.

Во всех этих случаях величину a можно принять одинаковой и равной 5,0 *см*. Тогда для всех сечений

$$h_0 = h - a = 60{,}0 - 5{,}0 = 55{,}0\ см.$$

Проверяем условие (4.31) для сечения на опоре B слева, где действует наибольшая поперечная сила

$$Q_B^л = 15\,720 < 0{,}25\,R_и b h_0 = 0{,}25 \cdot 80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0 = 27\,500\ кг.$$

Условие удовлетворяется — размеры принятого сечения достаточны.

Вариант с применением сварных каркасов. Главные балки ребристых перекрытий могут армироваться двумя способами: отдельными пролетными и опорными каркасами; аналогично второстепенным балкам — пролетными каркасами и сетками в опорных сечениях.

Принимаем армирование пролетными и опорными каркасами; рабочие стержни каркасов из горячекатаной стали периодического профиля класса А-II; поперечные стержни каркасов — из гладкой круглой горячекатаной стали класса А-I.

Расчет продольной арматуры. Определяем площадь продольной арматуры в пролетных сечениях. Плита находится в сжатой зоне, расчетная ширина сечения $b_п = 225$ *см*.

В пролете I

$$M_I = 19{,}55\ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{1\,955\,000}{80 \cdot 225 \cdot 55{,}0^2} = 0{,}036;$$

по *табл.* 4.6 $\gamma = 0{,}98$;

$$F_а = \frac{M}{R_а \gamma h_0} = \frac{1\,955\,000}{2700 \cdot 0{,}98 \cdot 55{,}0} = 13{,}35\ см^2.$$

В пролете II

$$M_{II} = 11{,}37\ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{1\,137\,000}{80 \cdot 225 \cdot 55{,}0^2} = 0{,}021;$$

по табл. 4,6 $\gamma = 0{,}99$;

$$F_а = \frac{1\,137\,000}{2700 \cdot 0{,}99 \cdot 55{,}0} = 7{,}73\ см^2.$$

В пролете II может также действовать отрицательный изгибающий момент $M = -3{,}75$ *т · м*.

Для восприятия этого изгибающего момента необходимо предусмотреть арматуру у верхней грани балки. Плита в этом случае находится в растянутой зоне, расчетная ширина сечения $b_p = 25$ *см*;

$$A_0 = \frac{375\,000}{80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0^2} = 0{,}062;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}965$;

$$F_a = \frac{375\,000}{2700 \cdot 0{,}965 \cdot 55{,}0} = 2{,}62 \text{ см}^2.$$

Определяем площадь продольной арматуры в опорном сечении на опоре B. Плита находится в растянутой зоне, расчетная ширина сечения $b_p = 25$ *см*. Найденный в результате перераспределения усилий расчетный изгибающий момент на опоре B $M_B = -15{,}39$ *т · м* и относится к сечению по оси опоры.

Площадь продольной арматуры определяется для сечения по грани опоры, т. е. по грани нижней колонны. Так как площадь арматуры в сечениях по грани опоры справа и слева одинакова, находим больший из изгибающих моментов

$$M_{B\,\text{грани}} = M_B + \frac{Q_B^{\text{пр}} h_\text{к}}{2} = -15{,}39 + \frac{12{,}75 \cdot 0{,}40}{2} = -12{,}84 \text{ т} \cdot \text{м},$$

где $h_\text{к}$ — ширина опоры (высота поперечного сечения колонны), принятая предварительно 0,40 *м*;

$Q_B^{\text{пр}}$ — поперечная сила, вычисленная для сечения на опоре B (справа).

$$A_0 = \frac{1\,284\,000}{80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0^2} = 0{,}212;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}88$;

$$F_a = \frac{1\,284\,000}{2700 \cdot 0{,}88 \cdot 55{,}0} = 9{,}80 \text{ см}^2.$$

Принимаем армирование:

в пролете I — два каркаса с двумя рабочими стержнями ∅ 18 AII в каждом и один каркас с двумя рабочими стержнями 16 ∅ AII; всего — 4 ∅ 18 AII и 2 ∅ 16 AII ($F_a = 10{,}18 + 4{,}02 = 14{,}20$ *см*$^2 > 13{,}35$ *см*^{2});

в пролете II — два каркаса с двумя рабочими стержнями ∅ 16 AII в каждом, всего — 4 ∅ 16AII ($F_a = 8{,}04$ *см*$^2 > 7{,}73$ *см*^{2});

верхние стержни каркасов принимаем 1 ∅ 14 AII в каждом каркасе; всего 2 ∅ 14 AII ($F_a = 3{,}08$ *см*$^2 > 2{,}62$ *см*^{2});

на опоре B — два каркаса с двумя рабочими стержнями ∅ 18 AII в каждом, всего 4 ∅ 18 AII ($F_a = 10{,}18$ *см*$^2 > 9{,}80$ *см*^{2}).

Расчет поперечных стержней каркасов. В соответствии с указаниями о целесообразности назначать поперечную арматуру с некоторым избытком расчет ее производим на наибольшие значения поперечных сил, полученные из рассмотрения балки как упругой системы и с учетом перераспределения изгибающих моментов.

Проверяем условие (4.32) в сечении на опоре A, где действует наименьшая поперечная сила

$$Q_A^{\text{пр}} = 9870 > R_p b h_0 = 5{,}8 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0 = 8000 \text{ кг}.$$

Условие не удовлетворяется — поперечная арматура на всех приопорных участках должна быть принята по расчету.

Наибольшее допустимое расчетное расстояние между поперечными стержнями по формуле (4.39)

$$u_{\text{макс}} = \frac{0{,}1 R_\text{и} b h_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0^2}{15\,720} = 38{,}5 \text{ см}.$$

По табл. 8.4, в соответствии с выбранными диаметрами продольной арматуры каркасов, принимаем диаметр поперечных стержней $d_2 = 6$ *мм* ($f_x = 0{,}28$ *см*^{2}).

Усилие, которое должны воспринять поперечные стержни и требуемый шаг поперечных стержней при принятом диаметре, в соответствии с формулами (4.42) и (4.43):

в сечении у опоры A справа при двух каркасах:

$$q_x = \frac{(Q + R_{a.x} f_x n)^2}{0{,}6 R_u b h_0^2} = \frac{(9870 + 1700 \cdot 0{,}28 \cdot 2)^2}{0{,}6 \cdot 80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0^2} = 32{,}0 \text{ кг/см};$$

$$u = \frac{R_{a.x} f_x n}{q_x} = \frac{1700 \cdot 0{,}28 \cdot 2}{32{,}0} = 29{,}8 \text{ см};$$

в сечении у опоры B слева при четырех каркасах:

$$q_x = \frac{(15\,720 + 1700 \cdot 0{,}28 \cdot 4)^2}{0{,}6 \cdot 80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0^2} = 85{,}0 \text{ кг/см};$$

$$u = \frac{1700 \cdot 0{,}28 \cdot 4}{85{,}0} = 22{,}4 \text{ см};$$

в сечении у опоры B справа при четырех каркасах:

$$q_x = \frac{(13\,760 + 1700 \cdot 0{,}28 \cdot 4)^2}{0{,}6 \cdot 80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0^2} = 67{,}0 \text{ кг/см};$$

$$u = \frac{1700 \cdot 0{,}28 \cdot 4}{67{,}0} = 28{,}4 \text{ см}.$$

Руководствуясь указаниями по конструированию, принимаем шаг поперечных стержней на приопорных участках

$$u = \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \cdot 60{,}0 = 20{,}0 \text{ см}.$$

Определение мест обрыва каркасов и отдельных стержней. Места обрыва каркасов или отдельных стержней в каркасах определяем с учетом принятой схемы армирования:

а) в пролете I обрывается средний каркас (2 ⌀ 16 AII) со стороны опор A и B;

б) в пролете II обрываются верхние стержни в обоих каркасах (2 ⌀ 16 AII) со стороны опор B и C;

в) каркасы в опорном сечении устанавливаются со сдвижкой и, таким образом, обрываются по одному.

Находим места теоретического обрыва стержней.

Обрыв среднего каркаса в пролете I. Оставшаяся арматура составляет 4 ⌀ 18 AII ($F_a = 10{,}18$ *см*^{2}). Расчетная несущая способность сечения, армированного 4 ⌀ 18 AII:

$$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_u b h_0} = \frac{2700 \cdot 10{,}18}{80 \cdot 225 \cdot 55{,}0} = 0{,}028;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}985$;

$$[M] = R_a F_a \gamma h_0 = 2700 \cdot 10{,}18 \cdot 0{,}985 \cdot 55{,}0 = 1\,500\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 15{,}00 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Обрыв второго ряда рабочих стержней каркасов в пролете II. Оставшаяся арматура 2 ⌀ 16AII расположена в один ряд. При этом рабочая высота сечения $h_0 = 57{,}0$ *см*; $F_a = 4{,}02$ *см*^{2};

$$\alpha = \frac{2700 \cdot 4{,}02}{80 \cdot 225 \cdot 57{,}0} = 0{,}012;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}995$;

$$[M] = 2700 \cdot 4{,}02 \cdot 0{,}995 \cdot 57{,}0 = 616\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 6{,}16 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Обрыв опорных каркасов в пролете I. При определении места теоретического обрыва каркасов несущую способность монтажных стержней пролетных каркасов (3 ∅ 10 AI) ввиду ее малости не учитываем. Тогда одним местом теоретического обрыва каркаса является сечение, где не действуют отрицательные изгибающие моменты ни при каких комбинациях временной нагрузки. В нашем случае наиболее удаленное от опоры B сечение, где $M = 0$, соответствует расположению временной нагрузки в пролете II. Второе место обрыва находится по общим правилам.

Расчетная несущая способность сечения, армированного одним каркасом с $F_a = 5{,}09$ *см*² (2 ∅ 18 AII) при расположении плиты в растянутой зоне:

$$\alpha = \frac{2700 \cdot 5{,}09}{80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0} = 0{,}12;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}94$;

$$[M] = 2700 \cdot 5{,}09 \cdot 0{,}94 \cdot 55{,}0 = 710\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 7{,}10 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Обрыв опорных каркасов в пролете II. Местом теоретического обрыва одного из каркасов является сечение, где площадь поперечного сечения верхних стержней пролетных каркасов (2 ∅ 14 AII; $F_a = 3{,}08$ *см*²) недостаточна. Второй каркас обрывается по общим правилам.

Расчетная несущая способность сечений (плита находится в растянутой зоне): при $F_a = 3{,}08$ *см*²

$$\alpha = \frac{2700 \cdot 3{,}08}{60 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0} = 0{,}08;$$

$$\gamma = 0{,}960;$$

$$[M] = 2700 \cdot 3{,}08 \cdot 0{,}960 \cdot 55{,}0 = 439\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 4{,}39 \text{ т} \cdot \text{м};$$

при $F_a = 5{,}09 + 3{,}08 = 8{,}17$ *см*² (2 ∅ 18 AII и 2 ∅ 14 AII)

$$\alpha = \frac{2700 \cdot 8{,}17}{80 \cdot 25{,}0 \cdot 55{,}0} = 0{,}20;$$

$$\gamma = 0{,}90;$$

$$[M] = 2700 \cdot 8{,}17 \cdot 0{,}90 \cdot 55{,}0 = 1\,090\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 10{,}9 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

По огибающей эпюре изгибающих моментов (рис. 11.16) определяем положение мест теоретического обрыва каркасов:

$$a_1 = \frac{5{,}94 \cdot 15{,}00}{3 \cdot 19{,}55} = 1{,}52 \text{ м};$$

$$a_2 = \frac{5{,}94\,(15{,}00 + 13{,}71)}{3\,(15{,}08 + 13{,}71)} = 1{,}97 \text{ м};$$

$$a_3 = \frac{6{,}00\,(11{,}81 + 6{,}16)}{3\,(11{,}88 + 11{,}36)} = 1{,}35 \text{ м};$$

$$a_4 = \frac{5{,}94 \cdot 13{,}71}{3\,(13{,}71 + 0{,}79)} = 1{,}87 \text{ м};$$

$$a_5 = \frac{5{,}94\,(13{,}71 - 7{,}10)}{3\,(13{,}71 + 0{,}79)} = 0{,}90 \text{ м};$$

$$a_6 = \frac{6{,}00\,(13{,}71 - 4{,}39)}{3\,(13{,}71 - 3{,}75)} = 1{,}87 \text{ м};$$

$$a_7 = \frac{6{,}00\,(13{,}71 - 10{,}9)}{3\,(13{,}71 - 3{,}75)} = 0{,}57 \text{ м}.$$

Вычисляем расстояния w, на которые необходимо продолжить каркасы за места теоретического обрыва. По эпюре поперечных сил (рис. 11.16) определяем поперечные силы в найденных сечениях теоретического обрыва каркасов при том же расположении временной нагрузки, при котором

взяты изгибающие моменты в вертикальных сечениях теоретического обрыва:

$$Q_{a1} = 9{,}87\ m; \quad Q_{a4} = 7{,}24\ m;$$
$$Q_{a2} = 14{,}44\ m; \quad Q_{a5} = 7{,}24\ m;$$
$$Q_{a3} = 11{,}56\ m; \quad Q_{a6} = 4{,}96\ m,$$
$$Q_{a7} = 4{,}96\ m.$$

Следует заметить, что в рассматриваемом случае определение поперечных сил, соответствующих изгибающим моментам, может быть произведено проще, без построения огибающей эпюры Q.

Для этого можно воспользоваться известным соотношением

$$Q = \frac{dM}{dx} = \operatorname{tg}\alpha,$$

где α — угол наклона к оси балки касательной в соответствующей точке ветви, огибающей эпюры моментов.

Для главных балок, при прямолинейном очертании ветвей эпюры M, вычисление $\operatorname{tg}\alpha$ осуществляется просто.

Так, пользуясь огибающей эпюрой M (рис. 11.16), находим:

$$Q_{a1} = \frac{19{,}55 \cdot 3}{5{,}94} = 9{,}87\ m;$$

$$Q_{a2} = \frac{(13{,}71 + 15{,}08) \cdot 3}{5{,}94} = 14{,}50\ m;$$

$$Q_{a3} = \frac{(11{,}36 + 11{,}81) \cdot 3}{6{,}00} = 11{,}58\ m;$$

$$Q_{a4} = Q_{a5} = \frac{(13{,}71 + 0{,}79) \cdot 3}{5{,}94} = 7{,}30\ m;$$

$$Q_{a6} = Q_{a7} = \frac{(13{,}71 - 3{,}75) \cdot 3}{6{,}00} = 4{,}98\ m.$$

Таким образом, мы получили значительно более простым способом те же значения поперечных сил, что были установлены выше при помощи табл. 14.12 и построения огибающей эпюры Q; незначительные отклонения в величине поперечных сил — за счет точности отсчетов на логарифмической линейке.

Заметим, что при определении Q_{a5} и Q_{a7} надо следить за тем, чтобы было гарантировано получение наибольших возможных значений выражений $a_5 + w_5$ и $a_7 + w_7$.

Усилие в поперечных стержнях на единицу длины балки на участке w: при трех каркасах в сечении

$$q_{x.w} = \frac{R_a F_x}{u} = \frac{2100 \cdot 0{,}28 \cdot 3}{20} = 88{,}4\ кг/см;$$

при четырех каркасах в сечении

$$q_{x.w} = \frac{2100 \cdot 0{,}28 \cdot 4}{20} = 118{,}0\ кг/см.$$

Величина q_x вычисляется по количеству каркасов в сечении, включая обрываемый каркас. При определении w_2 и w_4 учитываем четыре каркаса ($q_{x.w} = 118{,}0$ *кг/см*), так как средний пролетный и опорный каркасы перекрывают друг друга (см. рис. 11.16).

Расстояния w:

$$w_1 = \frac{Q}{2q_{x.w}} + 5d = \frac{9870}{2 \cdot 88{,}4} + 5 \cdot 1{,}6 =$$

$$= 55{,}8 + 8{,}0 = 63{,}8\ см > 30 \cdot 1{,}6 = 48{,}0\ см; \text{ принимаем } w_1 = 64{,}0\ см;$$

$$w_2 = \frac{14\,440}{2 \cdot 118{,}0} + 5 \cdot 1{,}6 = 61{,}3 + 8{,}0 = 69{,}3\,см > 48{,}0\,см;$$

принимаем $w_2 = 70\,см$;

$$w_3 = \frac{11\,560}{2 \cdot 88{,}4} + 5 \cdot 1{,}6 = 65{,}5 + 8{,}0 = 73{,}5\,см > 48{,}0\,см;$$

принимаем $w_3 = 74\,см$;

$$w_4 = w_5 = \frac{7240}{2 \cdot 118{,}0} + 5 \cdot 1{,}8 = 30{,}6 + 9{,}0 = 39{,}6\,см < 54{,}0\,см;$$

принимаем $w_4 = w_5 = 54\,см$;

$$w_6 = \frac{4960}{2 \cdot 88{,}4} + 5 \cdot 1{,}8 = 28{,}0 + 9{,}0 = 37{,}0\,см < 54{,}0\,см;$$

принимаем $w_6 = 54\,см$;

$$w_7 = \frac{4960}{2 \cdot 118{,}0} + 5 \cdot 1{,}8 = 21{,}0 + 9{,}0 = 30{,}0\,см < 54{,}0\,см;$$

принимаем $w_7 = 54\,см$.

Определяем расстояния от оси опор до мест действительного обрыва каркасов:

$$a_1 - w_1 = 1{,}52 - 0{,}64 = 0{,}88\,м;$$
$$a_2 - w_2 = 1{,}97 - 0{,}70 = 1{,}27\,м;$$
$$a_3 - w_3 = 1{,}35 - 0{,}74 = 0{,}61\,м;$$
$$a_4 + w_4 = 1{,}87 + 0{,}54 = 2{,}41\,м;$$
$$a_5 + w_5 = 0{,}90 + 0{,}54 = 1{,}44\,м;$$
$$a_6 + w_6 = 1{,}87 + 0{,}54 = 2{,}41\,м;$$
$$a_7 + w_7 = 0{,}57 + 0{,}54 = 1{,}11\,м.$$

Расчет дополнительных сеток в местах опирания второстепенных балок. Определяем длину участка и площадь сечения дополнительных поперечных стержней в местах опирания второстепенных балок. Длина участка

$$S = 2h_1 + b = 2\,(55 - 40) + 20 = 50\,см.$$

Требуемая площадь сечения поперечных стержней

$$F_п = \frac{P}{R_a} = \frac{4960 + 7200}{2100} = 5{,}78\,см^2.$$

Принимаем два каркаса с общим количеством поперечных стержней 8 ⌀ 10 AI ($F_п = 6{,}28\,см^2$).

Вариант с применением вязаной арматуры. Арматура и ее прочностные характеристики те же, что в расчете варианта со сварными каркасами.

Рабочую высоту сечения балки принимаем в предположении, что арматура расположена:

в пролете I — в два ряда

$$a = 5{,}0\,см; \quad h_0 = h - a = 60{,}0 - 5{,}0 = 55{,}0\,см;$$

в пролете II нижняя — в один ряд

$$a = 3{,}0\,см; \quad h_0 = 60{,}0 - 3{,}0 = 57{,}0\,см;$$

верхняя — на уровне верхнего ряда арматуры в сечении на опоре B

$$a = 4{,}5 + 0{,}7 \cong 5{,}0\,см; \quad h_0 = 55{,}0\,см;$$

в сечении на опоре B — в два ряда с учетом размещения над ней арматуры второстепенных балок

$$a = 7{,}0\,см; \quad h_0 = 60{,}0 - 7{,}0 = 53{,}0\,см.$$

Проверяем условие (4.31) для сечения на опоре B слева, где действует наибольшая поперечная сила

$$Q_B^л = 15\,720 < 0{,}25 R_и b h_0 = 0{,}25 \cdot 80 \cdot 25{,}0 \cdot 53{,}0 = 26\,500 \ кг.$$

Условие удовлетворяется — размеры принятого сечения достаточны.

Расчет продольной арматуры. Сечение продольной арматуры в пролете I и верхней арматуры в пролете II не отличается от найденного в варианте с применением сварных каркасов:

в пролете I $F_а = 13{,}35 \ см^2$;

в пролете II верхняя арматура $F_а = 2{,}62 \ см^2$.

В пролете II и на опоре B площадь поперечного сечения арматуры пересчитываем, так как изменилась рабочая высота сечения h_0.

Расчетный изгибающий момент в пролете II $M_{II} = 11{,}37 \ т \cdot м$;

$$A_0 = \frac{1\,137\,000}{80 \cdot 225 \cdot 57{,}0^2} = 0{,}020;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}99$;

$$F_а = \frac{1\,137\,000}{2700 \cdot 0{,}99 \cdot 57{,}0} = 7{,}47 \ см^2.$$

Расчетный изгибающий момент в сечении по грани опоры B

$$M_{B грани} = -12{,}84 \ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{1\,284\,000}{80 \cdot 25{,}0 \cdot 53{,}0^2} = 0{,}232;$$

по табл. 4.6 $\gamma = 0{,}865$;

$$F_а = \frac{1\,284\,000}{2700 \cdot 0{,}865 \cdot 53{,}0} = 10{,}55 \ см^2.$$

Диаметр и количество стержней определяются при конструировании.

Расчет хомутов и отогнутых стержней. Результаты проверки условия (4.32) и наибольшее расстояние между хомутами принимаем по варианту со сварными каркасами. Расстояние между хомутами принимаем $u = 30 \ см$.

Диаметр хомутов принимаем 6 *мм* ($f_х = 0{,}28 \ см^2$), хомуты двуветвенные. Предельное усилие в хомутах на 1 *см* длины балки

$$q_х = \frac{R_а f_х n}{u_х} = \frac{1700 \cdot 0{,}28 \cdot 2}{30} = 31{,}7 \ кг/см.$$

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята бетоном сжатой зоны и хомутами,

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_х} - q_х u =$$

$$= \sqrt{0{,}6 \cdot 80 \cdot 25 \cdot 55{,}0^2 \cdot 31{,}7} - 31{,}7 \cdot 30 = 10750 - 952 = 9798 \ кг.$$

Из эпюры поперечных сил видно, что условие $Q \leqslant Q_{х.б}$ удовлетворяется только на участках между второстепенными балками во всех пролетах. Для сечений у опор A и B условие $Q \leqslant Q_{х.б}$ не удовлетворено и, следовательно, на всех участках от опор до ближайших второстепенных балок требуется постановка отогнутых стержней.

Находим площадь поперечного сечения отогнутых стержней в каждой плоскости:

у опоры A справа

$$F_о = \frac{Q - Q_{х.б}}{R_{а.х} \sin\alpha} = \frac{9870 - 9798}{2150 \cdot 0{,}707} = 0{,}05 \ см^2;$$

у опоры B слева

$$F_о = \frac{14\,750 - 9798}{2150 \cdot 0{,}707} = 3{,}25 \ см^2;$$

у опоры *B* справа

$$F_0 = \frac{12\,750 - 9798}{2150 \cdot 0{,}707} = 1{,}94 \ см^2.$$

Отгибы располагаем под углом 45° к оси балки (sin 45° = 0,707). Количество плоскостей отгибов определяем при конструировании из условия, что отогнутые стержни перекрывают весь участок главной балки от грани опоры до второстепенной балки.

Конструирование

Конструкция главной балки в варианте армирования сварными каркасами показана на рис. 11.17.

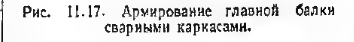
Анкеровка каркасов на первой опоре выполнена в соответствии с указаниями главы 8. Размеры опорных каркасов несколько откорректированы с целью унификации. Длина среднего пролетного каркаса также несколько изменена по сравнению с расчетной и принята кратной шагу поперечных стержней.

Таблица 11.5. Вычисление ординат эпюры материалов (рис. 11.18)

Количество и диаметр стержней	Количество рядов арматуры	h_0, см	F_a, см²	R_a, кг/см²	$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_u b h_0}$	γ	γh_0, см	$[M] = R_a F_a \times \gamma h_0$, т·м
Пролетная арматура (b = 225 см)								
I пролет								
2∅20AII	1	57,0	6,28	2700	0,016	0,99	56,5	9,60
2∅20AII+ 2∅16AII	1	57,0	10,30		0,027	0,99	56,5	15.75
2∅20AII+ 3∅16AII	2	55,0	12,31		0,034	0,98	54,0	18,10
2∅20AII+ 4∅16AII	2	55,0	14,32		0,039	0,98	54,0	21,00
II пролет								
2∅14AII	I	67,0	3,08	2700	0,008	0,996	56,8	4,72
4∅14AII	I	57,0	6,16		0,016	0,99	56,5	9,43
6∅14AII	2	55,0	9,23		0,024	0,99	54,5	13,60
Опорная арматура (b = 25 см)								
2∅16AII	1	55,0	4,02	2700	0,099	0,950	52,3	5,68
2∅16AII+ 2∅14AII	2	53,0	7,10		0,181	0,910	50,1	9,61
4∅16AII+ 2∅14AII	2	53,0	11,12		0,282	0,859	47,3	14,25
4∅16AII	I	55,0	8,04		0,197	0,902	49,7	10,80
2∅16AII	I	55,0	4,02		0,099	0,950	52,3	5,68

Конструкция главной балки в варианте армирования отдельными стержнями показана на рис. 11.18. Количество плоскостей отогнутых стержней принято с таким расчетом, чтобы был перекрыт весь участок балки от опоры до первой второстепенной балки. При этом отгибы несколько раздвинуты и последний не доведен до оси второстепенной балки в пределах, разрешаемых указаниями главы 9.

Количество и диаметр стержней продольной арматуры выбраны с таким расчетом, чтобы обеспечивалась не только требуемая расчетом площадь



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент

Марка элемента	Марка и количество каркасов и сеток	Позиция	Эскиз	Ø, мм	l, мм	Количество штук: в каркасе или сетке	Количество штук: в элементе	Общая длина, м
Главная балка	Каркас N1 правых 2 левых 2	1	5900	Ф18АII	5900	2	8	47,20
		2	5900	310АI	5900	1	4	23,60
		3	580	Ф6АI	580	31	124	71,92
	Каркас N2 шт 2	3	см выше	Ф6АI	580	29	58	33,64
		4	5600	Ф16АII	5600	1	2	11,20
		5	5250	Ф16АII	5250	1	2	10,50
		6	5600	Ф14АII	5600	1	1	5,60
	Каркас N3 шт.2	3	см выше	Ф6АI	580	23	46	26,68
		7	4450	Ф16АII	4450	2	4	17,60
		8	4450	Ф10АI	4450	1	2	8,90
	Каркас N4 шт.4	3	см выше	Ф6АI	580	21	84	48,70
		9	4000	Ф18АII	4000	2	8	32,00
		10	4000	Ф10АI	4000	1	4	16,00
	Каркас N5 шт.12	11	580	Ф10АI	580	4	48	27,84
		12	650	Ф6АI	650	3	36	23,40

Примечание

1. Расположение балок см. на рис. 11.4.
2. Размеры конструкции каркасов и привязки каркасов на фасаде балки даны по осям стержней.
3. Каркасы N5 устанавливать симметрично относительно оси второстепенной балки. На фасаде балки они условно не показаны.

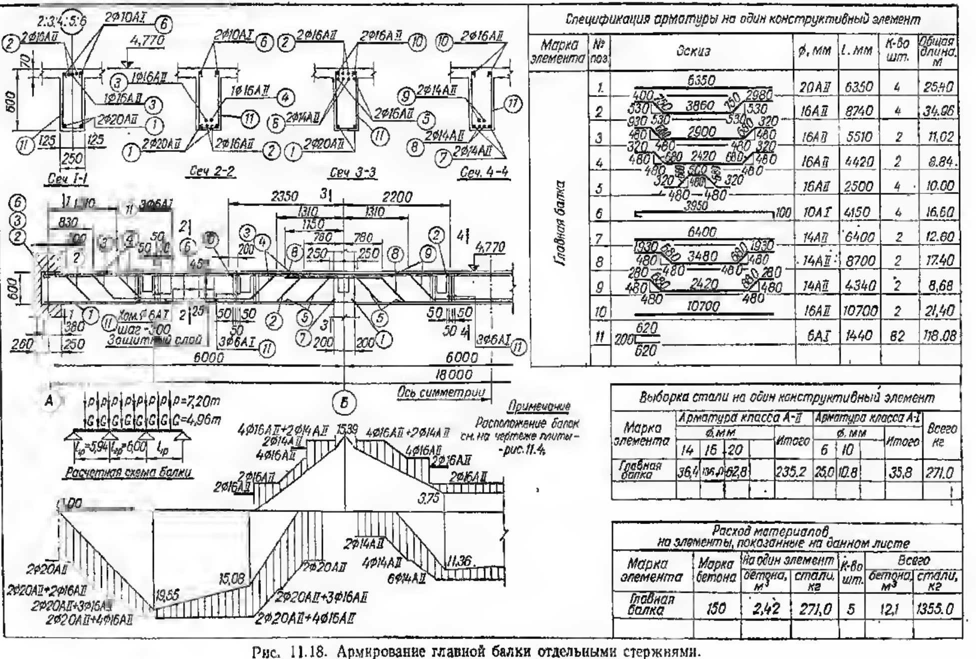
Выборка стали на один конструктивный элемент

Марка элемента	Арматура класса А-II, Ø мм: 14	16	18	Итого	Арматура класса А-I, Ø мм: 6	10	Итого	Всего, кг
Главная балка	6,8	61,3	156,0	224,1	44,9	46,8	91,7	315,8

Расход материалов на элементы, показанные на данном листе

Марка элемента	Марка бетона	На один элемент: бетона, м³	На один элемент: стали, кг	К-во, шт	Всего: бетона, м³	Всего: стали, кг
Главная балка	150	2,42	315,8	5	12,1	1579,0

Рис. 11.17. Армирование главной балки сварными каркасами.



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент

Марка элемента	№ поз.	Эскиз	ф, мм	l, мм	К-во шт.	Общая длина, м
Главная балка	1		20AII	6350	4	25.40
	2		16AII	8740	4	34.96
	3		16AII	5510	2	11.02
	4		16AII	4420	2	8.84
	5		16AII	2500	4	10.00
	6		10AI	4150	4	16.60
	7		14AII	6400	2	12.80
	8		14AII	8700	2	17.40
	9		14AII	4340	2	8.68
	10		16AII	10700	2	21.40
	11		6AI	1440	82	118.08

Выборка стали на один конструктивный элемент

Марка элемента	Арматура класса A-II, ф, мм: 14	16	20		Итого	Арматура класса A-I, ф, мм: 6	10		Итого	Всего кг
Главная балка	36,4	136,0	62,8		235.2	25,0	10.8		35,8	271.0

Расход материалов на элементы, показанные на данном листе

Марка элемента	Марка бетона	На один элемент: бетона, м³	стали, кг	К-во шт.	Всего: бетона, м³	стали, кг
Главная балка	150	2,42	271,0	5	12,1	1355.0

Рис. 11.18. Армирование главной балки отдельными стержнями.

сечения продольной арматуры, но и необходимая площадь сечения отогнутых стержней в каждой плоскости. Поэтому, например, в пролете II поставлено 6 ∅ 14 *мм* вместо 5 ∅ 14, так как в последнем случае в третьей от опоры плоскости отгибов оказался бы 1 ∅ 14, площадь которого недостаточна по расчету отогнутых стержней ($1{,}54 < 1{,}94$ *см*²). Из этих же соображений в пролете I несколько увеличена площадь сечения продольной арматуры.

Заводка стержней опорной арматуры в примыкающие пролеты выполнена в соответствии с эпюрой материалов. Вычисление ординат эпюры материалов приведено в табл. 11.5.

Расчет колонны

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

При расчете колонн монолитных ребристых перекрытий их рассматривают, как центрально сжатые, так как изгибающий момент от поворота опорных сечений монолитно связанной с колонной главной балки незначителен.

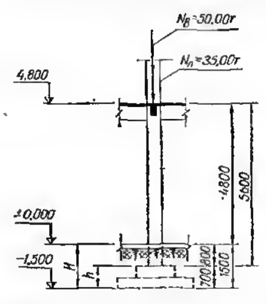


Рис. 11.19. Схема нагрузок на колонну.

Условия закрепления стержня колонны (для определения расчетной длины и коэффициента продольного изгиба φ) принимаются следующие:

а) примыкание к перекрытию рассматривается как шарнирно-неподвижное опирание;

б) заделка в фундамент рассматривается как полное защемление в уровне верхнего обреза фундамента.

Нагрузки на колонну от балок перекрытия определяются без учета неразрезности последних.

Определяем вертикальные нагрузки на колонну.

Постоянная расчетная нагрузка — нагрузка, передающаяся от перекрытия через главную балку $3 \cdot 4{,}96 = 14{,}88$ *т*; собственный вес колонны сечением $0{,}40 \cdot 0{,}40$ *м* $1{,}1 \cdot 0{,}40 \cdot 0{,}40\,(4{,}80 - 0{,}60)\,2{,}50 = 1{,}85$ *т*; расчетная нагрузка от расположенных выше этажей (рис. 11.19) 35,00 *т*. Итого расчетная постоянная нагрузка 51,73 *т*.

Временная расчетная нагрузка — нагрузка, передающаяся от главной балки $3 \cdot 7{,}20 = 21{,}60$ *т*; расчетная нагрузка от вышерасположенных этажей (рис. 11.19) 50,00 *т*. Итого расчетная временная нагрузка $21{,}60 + 50{,}00 = 71{,}60$ *т*.

Расчетная схема колонны нижнего этажа принимается в виде стержня с шарнирно неподвижной опорой в уровне верха перекрытия и защемлением в уровне верхнего обреза фундамента (рис. 11.19).

Площадь поперечного сечения арматуры в колоннах, поддерживающих ребристые перекрытия, в пределах этажа обычно принимается постоянной, а арматура — симметричной. Расчетным сечением колонны является сечение на уровне верхнего обреза фундамента.

Подбор сечений арматуры

Принимаем для армирования колонны горячекатаную арматурную сталь периодического профиля класса А-II. Сечение колонны квадратное: 40 × × 40 *см*. Расчетная свободная длина колонны

$$l_0 = \psi l = 0{,}7\,(4{,}80 + 0{,}80) = 3{,}92 \text{ м}.$$

Отношение расчетной свободной длины колонны к размеру поперечного сечения

$$\frac{l_0}{h} = \frac{392}{40} = 9{,}8.$$

По табл. 4.4 $\varphi = 0{,}98$; $m_{дл} = 1{,}0$.

Так как $m_{дл} = 1$, приведенная продольная сила в расчетном сечении колонны на уровне верхнего обреза фундамента равна сумме расчетных постоянной и временной нагрузок:

$$N_п = 51{,}73 + 71{,}60 = 123{,}33\ т.$$

По формуле (4.6) площадь арматуры

$$F_а = \frac{\frac{N_п}{\varphi} - R_{пр}F}{R_{а.с}} = \frac{\frac{123\,330}{0{,}98} - 65 \cdot 40 \cdot 40}{2700} = 8{,}22\ см^2.$$

Принимаем 4 ∅ 18 АII; $F_а = 10{,}18\ см^2$.

Хомуты принимаем: $d = 6$ мм; шаг — 300 мм $< 20 \cdot 18 = 360$ мм в варианте со сварными каркасами и 250 мм — в варианте армирования отдельными стержнями.

Расчет фундамента

Расчет фундамента производится в соответствии с пояснениями, приведенными в главе 9.

На уровне верхнего обреза фундамента центрально нагруженной колонной передается расчетное усилие $N = 123{,}33\ т$. Фундамент принят ступенчатым с квадратной подошвой. Грунт основания — песчаный. Размеры подошвы фундамента, установленные из расчета основания (вычисления не приводятся; примеры расчетов по определению размеров подошвы и осадок отдельных фундаментов под колонны см. в разделе I), равны: $l = b = 2{,}5$ м при среднем давлении $p = 2{,}0\ кг/см^2$ и осадке $S = 0{,}5$ см.

Осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср} = 1{,}15$. Коэффициент трения между подошвой фундамента и песчаным основанием (см. табл. 9.35) $f_2 = 0{,}12$. Под фундаменты устраивается подготовка.

Вычисляем давление грунта на единицу длины фундамента:

$$p = \frac{N}{l} = \frac{123{,}33}{2{,}5} = 49{,}4\ т/м.$$

Принимаем высоту нижней ступени, равной $h_н = 400$ мм и $a = 50$ мм:

$$h_{н.о} = h_н - a = 0{,}40 - 0{,}05 = 0{,}35\ м.$$

Вычисляем α и β по формулам (9.172) и (9.173):

$$\alpha = 1{,}5bh_{н.о}\frac{R_р}{p_{макс}} + b_к = 1{,}5 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}35\frac{58{,}0}{49{,}4} + 0{,}4 = 1{,}94\ м,$$

$$\beta = 0{,}5b(l - h_к) - 0{,}25(b - b_к)^2 + 0{,}75bh_{н.о}(b_к - h_{н.о}) \times$$

$$\times \frac{R_р}{p_{макс}} = 0{,}5 \cdot 2{,}5(2{,}5 - 0{,}4) - 0{,}25(2{,}5 - 0{,}4)^2 + 0{,}75 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}35(0{,}4 -$$

$$- 0{,}35) \cdot \frac{58{,}0}{49{,}4} = 1{,}56\ м^2.$$

Определяем рабочую высоту фундамента по формуле (9.171)

$$h_0 \geqslant -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 + \beta} = \frac{1{,}94}{2} + \sqrt{\left(\frac{1{,}94}{2}\right)^2 + 1{,}56} = 0{,}62\ м.$$

Принимаем общую высоту фундамента равной 700 мм. Расчетная схема фундамента показана на рис. 11.20.

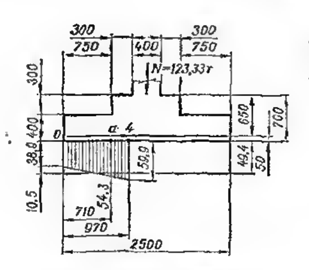


Рис. 11.20. Расчетная схема фундамента.

Определяем площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно сторонам фундамента. Для этого предварительно вычисляем:

$$h_0 = h - a = 0{,}7 - 0{,}05 = 0{,}65 \ м;$$

$$z = 0{,}9h_0 = 0{,}9 \cdot 0{,}65 = 0{,}58 \ м;$$

по формуле (9.177)

$$y_{04} = 0{,}5(l - h_к) - f_2(z + a) =$$
$$= 0{,}5(2{,}5 - 0{,}4) - 0{,}12(0{,}58 + 0{,}05) =$$
$$= 0{,}97 \ м;$$

по формуле (9.178)

$$\Delta p = \frac{\lambda_в}{z} y_{04} bk =$$
$$= \frac{0{,}0005}{0{,}58} 0{,}97 \cdot 2{,}5 \cdot 5000 = 10{,}5 \ т/м.$$

В соответствии с формулами (9.175) и (9.176):

$$p_0 = p - \Delta p = 49{,}4 - 10{,}5 = 38{,}9 \ т/м;$$

$$p_4 = p + \Delta p = 49{,}4 + 10{,}5 = 59{,}9 \ т/м.$$

По формуле (9.161)

$$M = 0{,}167(2p_0 + p_4) y_{04}^2 = 0{,}167(2 \cdot 38{,}9 + 59{,}9) \cdot 0{,}97^2 = 21{,}6 \ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{21{,}6}{800 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}65^2} = 0{,}064;$$

по табл. 4.6 $A_0 = 0{,}064$ соответствует $\gamma = 0{,}965$.

Требуемая площадь сечения арматуры

$$F_а = \frac{M}{R_а \gamma h_0} = \frac{21{,}6}{2{,}7 \cdot 0{,}965 \cdot 0{,}65} = 12{,}8 \ см^2;$$

$$\mu = \frac{12{,}8}{100 \cdot 65} 100 = 0{,}2\% > \mu_{мин} = 0{,}1\%;$$

принимаем 13 ⌀ 12 AII, $F_а = 14{,}71 \ см^2$.

Проверяем, достаточно ли принятой арматуры для нижней ступени фундамента.

Для этого предварительно вычисляем:

$$z_н = 0{,}9h_{н.о} = 0{,}9 \cdot 0{,}35 = 0{,}31 \ м;$$

$$y_{0а} = 0{,}5(l - l_1) - f_2(z_н + a) = 0{,}5(2{,}5 - 1{,}0) - 0{,}12 \times$$
$$\times (0{,}31 + 0{,}05) = 0{,}71 \ м;$$

по формуле (9.180)

$$p_а = p_0 - (p_0 - p_4)\frac{y_{0а}}{y_{04}} = 38{,}9 - (38{,}9 - 59{,}9)\frac{0{,}71}{0{,}97} = 54{,}3 \ т/м;$$

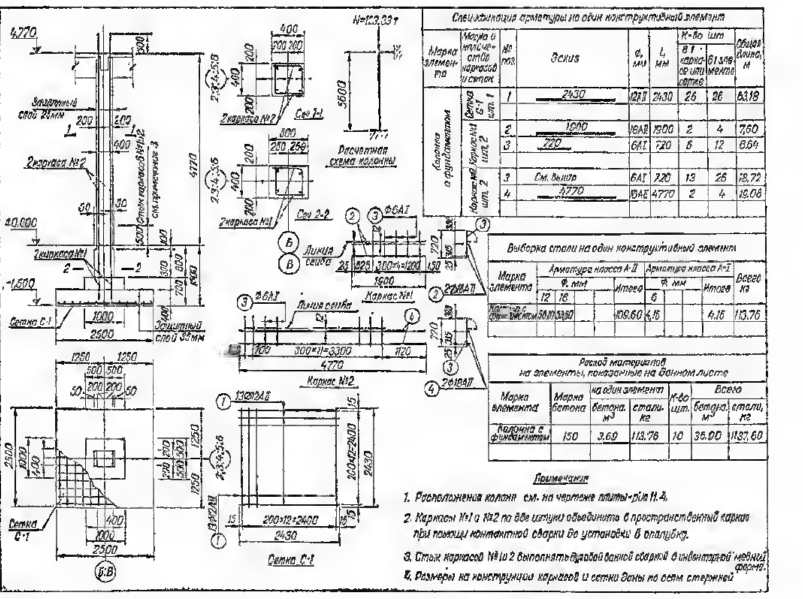
$$M = 0{,}167(2p_0 + p_а) y_{0а}^2 = 0{,}167(2 \cdot 38{,}9 + 54{,}3)\, 0{,}71^2 = 11{,}0 \ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{11{,}0}{800 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}35^2} = 0{,}045;$$

по табл. 4.6 $A_0 = 0{,}045$ соответствует $\gamma = 0{,}975$;

$$F_а = \frac{M}{R_а \gamma h_0} = \frac{11{,}0}{2{,}7 \cdot 0{,}975 \cdot 0{,}35} = 11{,}9 < 14{,}71 \ см^2.$$

Следовательно, принятой арматуры достаточно.



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент

Марка элемента	Марка и количество каркасов и сеток	№ поз.	Эскиз	d, мм	L, мм	К-во шт в 1 каркасе или сетке	К-во шт в 1 элементе	Общая длина, м
Колонна с фундаментом	Сетка С-1 шт. 1	1	2430	12АII	2430	26	26	63,18
	Каркас №1 шт. 2	2	1900	16АII	1900	2	4	7,60
		3	720	6АI	720	6	12	8,64
	Каркас №2 шт. 2	3	См. выше	6АI	720	13	26	18,72
		4	4770	16АII	4770	2	4	19,08

Выборка стали на один конструктивный элемент

Марка элемента	Арматура класса А-II Ф, мм 12	16			Итого	Арматура класса А-I Ф, мм 6			Итого	Всего кг
Колонна с фундаментом	50,10	59,50			109,60	4,15			4,15	113,76

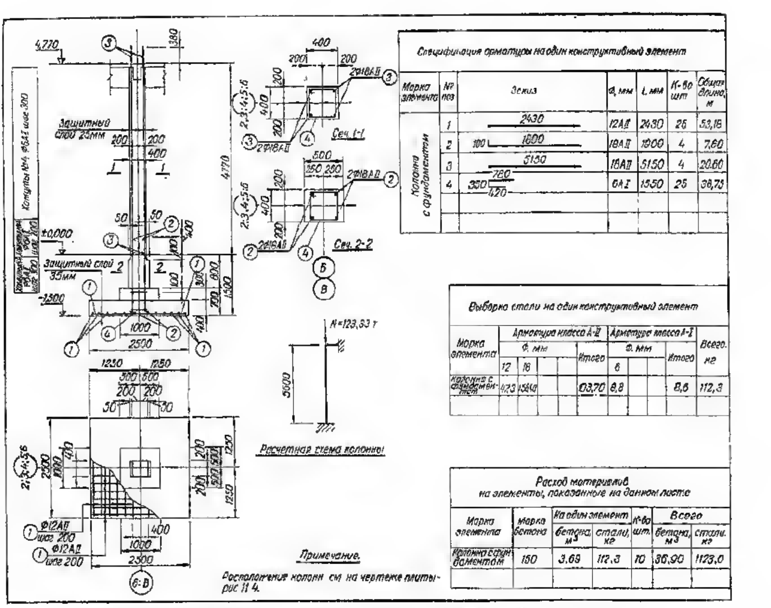
Расход материалов на элементы, показанные на данном листе

Марка элемента	Марка бетона	На один элемент бетона, м³	На один элемент стали, кг	К-во шт.	Всего бетона, м³	Всего стали, кг
Колонна с фундаментом	150	3,69	113,76	10	36,90	1137,60

Примечания

1. Расположение колонн см. на чертеже плиты-рис 11.4.
2. Каркасы №1 и №2 по две штуки объединить в пространственный каркас при помощи контактной сварки до установки в опалубку.
3. Стык каркасов №1 и 2 выполнять дуговой ванной сваркой в инвентарной медной форме.
4. Размеры на конструкции каркасов и сетки даны по осям стержней

Рис. 11.21. Армирование колонны и фундамента сварными каркасами и сетками.



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент

Марка элемента	№ поз	Эскиз	Ф, мм	L, мм	К-во шт	Общая длина, м
Колонна с фундаментом	1	2430	12АII	2430	26	53,16
	2	100 1800	16АII	1900	4	7,60
	3	5150	16АII	5150	4	20,60
	4	350 780 420	6АI	1550	25	38,75

Выборка стали на один конструктивный элемент

Марка элемента	Арматура класса А-II, Ф, мм 12	Арматура класса А-II, Ф, мм 16			Итого	Арматура класса А-I, Ф, мм 6			Итого	Всего, кг
Колонна с фундаментом	47,3	56,40			103,70	8,6			8,6	112,3

Расход материалов на элементы, показанные на данном листе

Марка элемента	Марка бетона	На один элемент: бетона, м³	На один элемент: стали, кг	К-во шт.	Всего: бетона, м³	Всего: стали, кг
Колонна с фундаментом	150	3,69	112,3	10	36,90	1123,0

Рис. 11.22. Армирование колонны и фундамента отдельными стержнями.

Проверяем трещиностойкость фундамента по изгибающему моменту. Для этого предварительно вычисляем:

$$d = \frac{S}{F} = \frac{2,5 \cdot 0,4 \cdot 0,2 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,55}{2,5 \cdot 0,4 + 1,0 \cdot 0,3} = 0,28\ м;$$

$$w = \frac{1}{d} I_0 = \frac{1}{0,28} \frac{2,5 \cdot 0,28^3 + 1,5 \cdot 0,12^3 + 1,0 \cdot 0,42^3}{3} = 0,153\ м^3.$$

По табл. 34 СНиП II-В.1—62* при $\frac{b_п}{b} = \frac{2,5}{1,0} > 2,0;$

$$\frac{h_п}{h} = \frac{0,4}{0,7} > 0,2; \quad \gamma = 1,75,$$

$$W_т = \gamma W_0 = 1,75 \cdot 0,153 = 0,268\ м^3.$$

Проверяем выполнение условия трещиностойкости:

$$R_т W_т = 80 \cdot 0,268 = 21,4 > M'' = \frac{M}{n_{ср}} = \frac{21,6}{1,15} = 18,8\ т \cdot м.$$

Условие трещиностойкости выполнено. Проверки ширины раскрытия трещин не требуется.

Армирование колонны и фундамента сварными каркасами и сетками показано на рис. 11.21 и отдельными стержнями — на рис. 11.22.

МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать перекрытие с плитами, опертыми по контуру. Полезная нагрузка 750 *кг/м²*. Перекрытие армируется сварными каркасами и сетками. Материал конструкций — бетон марки 150.

В качестве арматуры применяются сталь горячекатаная периодического профиля класса А-III и холоднотянутая обыкновенная арматурная проволока класса В-I.

Принятая расстановка колонн, разбивка балочной клетки и ориентировочно назначенные ширины балок изображены на рис. 11.23.

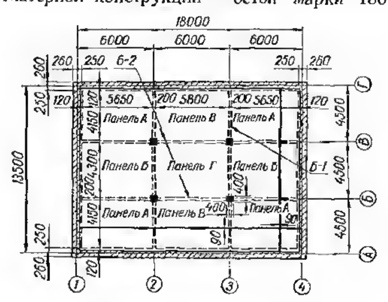


Рис. 11.23. План перекрытия.

Определение нагрузок

Принимаем конструкцию перекрытия, показанную на рис. 11.24.

Определение постоянной нагрузки производим в табличной форме (табл. 11.6).

Расчетная временная нагрузка

$$p = 750 \cdot 1,2 = 900\ кг/м^2.$$

Рис. 11.24. Конструкция перекрытия:

1 — цветные асфальтовые плитки 5 *мм*; *2* — мастика; *3* — бетонный слой 25 *мм*, *4* — толь; *5* — асбестоцементные звукоизоляционные плиты 40 *мм*; *6* — железобетонная плита 100 *мм*.

Таблица 11.6. **Определение постоянной нагрузки**

Элементы перекрытия и виды нагрузок	Нормативная нагрузка, $кг/м^2$	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка, $кг/м^2$
Цветные асфальтовые плитки толщиной 5 *мм* ($\gamma = 1800$ $кг/м^3$)	9	1,1	10
Мастика	5	1,1	6
Бетонный слой толщиной 25 *мм* ($\gamma = 2300$ $кг/м^3$)	57	1,1	63
Толь толщиной 1,9 *мм* ($\gamma = 600$ $кг/см^3$)	1	1,1	1
Асбестоцементные звукоизоляционные плиты толщиной 40 *мм* ($\gamma = 400$ $кг/м^3$)	16	1,2	20
Железобетонная плита толщиной 100 *мм*	250	1,1	275
Итого постоянная нагрузка			375

Расчет плит

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ И ПОДБОР СЕЧЕНИЙ АРМАТУРЫ

Расчет плит производим с учетом пластических деформаций. Основное уравнение для расчета плит определяется по принятому способу армирования.

Способ армирования плит зависит в значительной степени от технологии изготовления сеток. При наличии сварочных скоб или машин, позволяющих

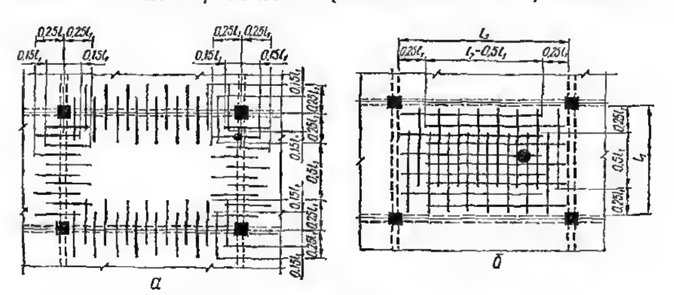


Рис. 11.25. Схема армирования плиты, опертой по контуру:
а — план верхней арматуры; *б* — план нижней арматуры.

сваривать сетки большой ширины, возможно армирование плиты одной сеткой с рабочей арматурой в обоих направлениях.

При отсутствии указанного оборудования плиты армируются узкими сетками с рабочими стержнями в обоих направлениях (при этом сетки стыкуются рабочим стыком) либо с рабочими стержнями в одном продольном направлении (в этом случае сетки укладываются в два слоя). Принимается неравномерное распределение арматуры по ширине плиты.

В средней части плиты арматура должна укладываться таким образом, чтобы в крайних полосах (шириной $0{,}25l_1$) сечение ее на 1 *м* плиты составляло 50% от сечения арматуры того же направления в средней полосе (рис. 11.25).

Рассмотрим вариант армирования плит узкими сетками, располагающимися в два ряда, с продольной рабочей арматурой.

Основное расчетное уравнение (9.8) для принятого армирования приобретает вид

$$\frac{1}{12}(g+p)\,l_1^2(3l_2-l_1)=l_2(2M_1+M_{\rm I}+M'_{\rm I})+$$
$$+\,l_1\left(\frac{3}{2}M_2-\frac{1}{2}M_1+M_{\rm II}+M'_{\rm II}\right).$$

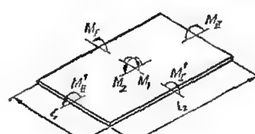


Рис. 11.26. Принятые обозначения расчетных пролетов и изгибающих моментов.

Принятые обозначения пролетов и изгибающих моментов изображены на рис. 11.26. Для расчета группируем плиты по условиям их работы; расчет начинаем со средних панелей.

Панель Г, расчетные пролеты:

$$l_1=4{,}5-0{,}1-0{,}1=4{,}3\ \textit{м};$$
$$l_2=6{,}0-0{,}1-0{,}1=5{,}8\ \textit{м};$$
$$\frac{l_2}{l_1}=\frac{5{,}8}{4{,}3}=1{,}35.$$

Принимаем следующие соотношения между расчетными изгибающими моментами:

$$\frac{M_2}{M_1}=0{,}9;\ \ \frac{M_{\rm I}}{M_1}=\frac{M'_{\rm I}}{M_1}=2;\ \ \frac{M_{\rm II}}{M_1}=\frac{M'_{\rm II}}{M_1}=2.$$

Пользуясь принятыми соотношениями, подставляем расчетные изгибающие моменты, выраженные через M_1, в основное расчетное уравнение и решаем его относительно M_1:

$$\frac{375+900}{12}\cdot 4{,}3^2(3\cdot 5{,}8-4{,}3)=5{,}8(2M_1+2M_1+2M_1)+$$
$$+\,4{,}3\left(\frac{3}{2}\cdot 0{,}9M_1-\frac{1}{2}M_1+2M_1+2M_1\right)$$

или

$$25\,800=34{,}8M_1+20{,}8M_1.$$

Отсюда

$$M_1=\frac{25\,800}{55{,}6}=465\ \textit{кгм/м}.$$

Пользуясь принятыми соотношениями, определяем остальные изгибающие моменты:

$$M_2=0{,}9\cdot 465=419\ \textit{кгм/м};$$
$$M_{\rm I}=M'_{\rm I}=M'_{\rm II}=M_{\rm II}=2\cdot 465=930\ \textit{кгм/м}.$$

Определяем необходимые сечения арматуры. Так как плита панели Г со всех сторон окаймлена монолитно связанными с ней балками, уменьшаем величину изгибающих моментов на 20%.

Полезная высота (арматура расположена в направлении l_1)

$$h_0=10-1-\frac{0{,}6}{2}=8{,}7\ \textit{см}.$$

Необходимое сечение арматуры определяем по алгоритму табл. 4.9

$$A_0=\frac{0{,}8M_1}{R_{\rm и}bh_0^2}=\frac{0{,}8\cdot 46\,500}{80\cdot 100\cdot 8{,}7^2}=0{,}062.$$

Так как $A_0 = 0{,}062 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14. По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}062$ находим $\gamma = 0{,}968$.

Площадь сечения растянутой арматуры

$$F_{a1} = \frac{0{,}8M_1}{R_a \gamma h_0} = \frac{0{,}8 \cdot 46\,500}{3150 \cdot 0{,}968 \cdot 8{,}7} = 1{,}40 \text{ см}^2/м.$$

Полезная высота (арматура расположена в направлении l_2)

$$h_0 = 8{,}7 - 0{,}6 = 8{,}1 \text{ см}.$$

$$A_0 = \frac{0{,}8M_2}{R_u b h_0^2} = \frac{0{,}8 \cdot 41\,900}{80 \cdot 100 \cdot 8{,}1^2} = 0{,}064.$$

Так как $A_0 = 0{,}064 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14. По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}064$ находим $\gamma = 0{,}966$.

Площадь сечения растянутой арматуры

$$F_{a2} = \frac{0{,}8 \cdot 41\,900}{3150 \cdot 0{,}965 \cdot 8{,}1} = 1{,}36 \text{ см}^2/м.$$

Принимаем арматуру ∅ 5,5 BI с шагом 150 *мм*

$$F_{a1} = F_{a2} = 1{,}59 \text{ см}^2/м.$$

Процент армирования $\mu = \frac{1{,}59}{100 \cdot 8{,}1} \cdot 100\% = 0{,}2\%$.

Определяем сечение арматуры $F_{aI} = F_{aII} = F'_{aI} = F'_{aII}$ на опорах. Полезная высота (задаемся диаметром арматуры опорных сеток 8 *мм*)

$$h_0 = 10 - 1 - \frac{0{,}8}{2} = 8{,}6 \text{ см}.$$

$$A_0 = \frac{0{,}8 \cdot 93\,000}{100 \cdot 8{,}6^2 \cdot 80} = 0{,}126.$$

Так как $A_0 = 0{,}126 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14. В зависимости от $A_0 = 0{,}126$ находим $\gamma = 0{,}932$.

$$F_{aI} = \frac{0{,}8 \cdot 93\,000}{2500 \cdot 0{,}932 \cdot 8{,}6} = 3{,}72 \text{ см}^2/м.$$

Принимаем арматуру ∅ 7 BI с шагом 100 *мм*.

$$F_{aI} = 3{,}85 \text{ см}^2/м.$$

Панель *В*, расчетные пролеты:

$$l_1 = 4{,}5 - 0{,}1 - 0{,}25 + \frac{0{,}09}{2} = 4{,}20 \text{ м};$$

$$l_2 = 6{,}0 - 0{,}1 - 0{,}1 = 5{,}80 \text{ м};$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5{,}80}{4{,}20} = 1{,}38.$$

Принимаем следующие соотношения между изгибающими моментами:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0{,}9; \quad \frac{M_{II}}{M_1} = \frac{M'_{II}}{M_1} = 1{,}3.$$

Из расчета панели Г получаем опорный момент

$$M_I = 930 \text{ кг м/м}; \quad M_I = 0.$$

Основное уравнение:

$$\frac{375 + 900}{12} 4{,}20^2 (3 \cdot 5{,}80 - 4{,}20) = 5{,}80 (2M_1 + 930 + 0) +$$
$$+ 4{,}20 \left(\frac{3}{2} 0{,}9M_1 - \frac{1}{2} M_1 + 1{,}3M_1 + 1{,}3M_1 \right)$$

или

$$24\,800 = 11{,}6M_1 + 5400 + 14{,}5M_1.$$

Отсюда

$$M_1 = \frac{19\,400}{26{,}1} = 745{,}0 \text{ кг} \cdot \text{м/м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 1{,}3 \cdot 745 = 968 \text{ кг} \cdot \text{м/м};$$

$$M_2 = 0{,}9 \cdot 745 = 670 \text{ кг} \cdot \text{м/м}.$$

Сечение арматуры F_{a1} в пролете:

$$A_0 = \frac{74\,500}{80 \cdot 100 \cdot 8{,}6^2} = 0{,}126 < 0{,}4; \quad \gamma = 0{,}93;$$

$$F_{a1} = \frac{74\,500}{2500 \cdot 0{,}93 \cdot 8{,}6} = 3{,}73 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Сечение арматуры F_{a2}:

$$A_0 = \frac{67\,000}{80 \cdot 100 \cdot 7{,}8^2} = 0{,}138 < 0{,}4; \; \gamma = 0{,}925;$$

$$F_{a2} = \frac{67\,000}{2500 \cdot 0{,}925 \cdot 7{,}8} = 3{,}7 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Принимаем арматуру ∅ 7BI с шагом 100 *мм*; $F_{a1} = F_{a2} = 3{,}85$ *см²/м*. Сечение арматуры F_{aII}, F'_{aII} на опорах:

$$A_0 = \frac{96\,800}{80 \cdot 100 \cdot 8{,}6^2} = 0{,}165 < 0{,}4; \quad \gamma = 0{,}91;$$

$$F_{aII} = \frac{96\,800}{2500 \cdot 0{,}91 \cdot 8{,}6} = 4{,}95 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Принимаем арматуру ∅ 8 BI с шагом 100 *мм*; $F_{aII} = 5{,}03$ *см²/м*.

Панель Б, расчетные пролеты:

$$l_1 = 4{,}50 - 0{,}1 - 0{,}1 = 4{,}30 \text{ м};$$

$$l_2 = 6{,}00 - 0{,}25 - 0{,}1 + \frac{0{,}09}{2} = 5{,}70 \text{ м};$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5{,}70}{4{,}30} = 1{,}32.$$

Принимаем следующие соотношения между расчетными моментами

$$\frac{M_2}{M_1} = 0{,}9; \quad \frac{M_I}{M_1} = \frac{M'_I}{M_1} = 1{,}5.$$

Из расчета панели Г имеем опорные моменты:

$$M_{II} = 930 \text{ кгм/м}; \quad M'_{II} = 0.$$

Основное уравнение:

$$\frac{375 + 900}{12} 4{,}30^2 (3 \cdot 5{,}70 - 4{,}30) = 5{,}70\,(2M_1 + 1{,}5M_1 +$$

$$+ 1{,}5M_1) + 4{,}30\left(\frac{3}{2}\,0{,}9M_1 - \frac{1}{2}\,M_1 + 930 + 0\right)$$

или

$$25\,000 = 28{,}5M_1 + 3{,}66M_1 + 4000.$$

Отсюда

$$M_1 = \frac{21\,000}{32{,}16} = 652 \text{ кг} \cdot \text{м/м};$$

$$M_2 = 0{,}9 \cdot 652 = 587 \text{ кг} \cdot \text{м/м};$$

$$M_I = M_I = 1{,}5 \cdot 652 = 980 \text{ кг} \cdot \text{м/м}.$$

Сечение арматуры F_{a1}:

$$A_0 = \frac{65\,200}{80 \cdot 100 \cdot 8{,}6^2} = 0{,}11 < 0{,}4; \quad \gamma = 0{,}94;$$

$$F_{a1} = \frac{65\,200}{2500 \cdot 0{,}94 \cdot 8{,}6} = 3{,}2 \ см^2/м.$$

Сечение арматуры F_{a2}:

$$A_0 = \frac{58\,700}{80 \cdot 100 \cdot 7{,}8^2} = 0{,}12 < 0{,}4; \quad \gamma = 0{,}935;$$

$$F_{a2} = \frac{58\,700}{2500 \cdot 0{,}935 \cdot 7{,}8} = 3{,}2 \ см^2/м.$$

Принимаем арматуру ∅ 7 BI с шагом 100 *мм*

$$F_{a1} = F_{a2} = 3{,}85 \ см^2/м.$$

Сечение арматуры $F_{a1} = F'_{a1}$ на опорах:

$$A_0 = \frac{98\,000}{80 \cdot 100 \cdot 8{,}6^2} = 0{,}164 < 0{,}4; \quad \gamma = 0{,}91;$$

$$F_{a1} = \frac{98\,000}{2500 \cdot 0{,}91 \cdot 8{,}6} = 5 \ см^2/м.$$

Принимаем арматуру ∅ 8 BI с шагом 100 *мм*;

$$F_{a1} = F'_{a1} = 5{,}03 \ см^2/м.$$

Панель А, расчетные пролеты:

$$l_1 = 4{,}50 - 0{,}1 - 0{,}25 + \frac{0{,}09}{2} = 4{,}20 \ м;$$

$$l_2 = 6{,}00 - 0{,}1 - 0{,}25 + \frac{0{,}09}{2} = 5{,}70 \ м;$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5{,}70}{4{,}20} = 1{,}35.$$

Опорные моменты известны из расчета панелей Б и В:

$$M_{I} = 980 \ кг \cdot м/м; \quad M_{II} = 968 \ кг \cdot м/м.$$

Принимаем:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0{,}9; \quad M'_{I} = 0; \quad M'_{II} = 0.$$

Основное уравнение:

$$\frac{(375 + 900)}{12} 4{,}20^2 (3 \cdot 5{,}70 - 4{,}20) = 5{,}70 (2M_1 + 980 + 0) +$$

$$+ 4{,}20 \left(\frac{3}{2} 0{,}9M_1 - \frac{1}{2} M_1 - 968 + 0\right)$$

или

$$24\,100 = 11{,}4M_1 + 5575 + 3{,}57M_1 + 4066.$$

Отсюда

$$M_1 = \frac{14\,459}{14{,}97} = 965 \ кг \cdot м/м;$$

$$M_2 = 0{,}9 \cdot 965 = 870 \ кг \cdot м/м.$$

Сечение арматуры F_{a1}:

$$A_0 = \frac{96\,500}{80 \cdot 100 \cdot 8{,}6^2} = 0{,}163 < 0{,}4; \quad \gamma = 0{,}91;$$

$$F_{a1} = \frac{96\,500}{2500 \cdot 0{,}910 \cdot 8{,}6} = 4{,}9 \ см^2/м.$$

Сечение арматуры F_{a2}:

$$A_0 = \frac{87\,000}{80 \cdot 100 \cdot 7{,}8^2} = 0{,}179 < 0{,}4; \quad \gamma = 0{,}9;$$

$$F_{a2} = \frac{87\,000}{2500 \cdot 0{,}9 \cdot 7{,}8} = 4{,}95 \ см^2/м.$$

Принимаем арматуру ∅ 8 BI с шагом 100 *мм*; $F_{a1} = F_{a2} = 5{,}03$ *см²/м*.

При конструировании сварных сеток шаг стержней принимается в соответствии с расчетом, а необходимые длины перепуска стержней, диаметр и шаг распределительной арматуры — в соответствии с указаниями по конструированию, приведенными в разделе I.

Расчет балок

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Балки рассчитываем как упругие системы на нагрузку, передающуюся с плит по биссектрисному закону (т. е. по закону треугольника или трапеции), и нагрузку, равномерно распределенную от собственного веса балок (рис. 11.27). Для этого по табл. 14.12 определяем опорные изгибающие моменты. Накладывая эпюры моментов однопролетных балок, получаем ординаты полной эпюры изгибающих моментов.

Расчетные пролеты для балок в *средних пролетах* принимаем равными расстоянию между осями опор; в крайних пролетах — равными сумме расстояния от центра второй опоры до грани стены и половине длины опирания балки на стену.

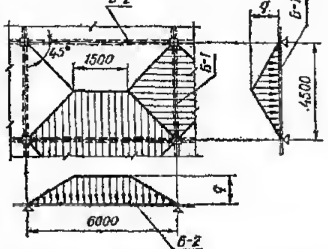


Рис. 11.27. Схема распределения нагрузки на балки перекрытия с плитами, опертыми по контуру.

РАСЧЕТ БАЛКИ Б-1

Расчетные пролеты: средние $l_2 = 4{,}5$ *м*; крайние $l_1 = 4{,}5 - 0{,}25 + \frac{0{,}25}{2} \approx 4{,}4$*м*; $\frac{l_2}{l_1} = \frac{4{,}5}{4{,}4} = 1{,}02$.

Так как пролеты отличаются незначительно (менее чем на 10%), балку рассчитываем как равнопролетную с расчетным пролетом

$$l = 4{,}5 \ м.$$

Постоянная расчетная (распределенная по закону треугольника) нагрузка, действующая на балку от собственного веса перекрытия (см. выше расчет плит), равна

$$g_1 = 375 \cdot 4{,}5 = 1690 \ кг/м.$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки

$$g_2 = (0{,}45 - 0{,}10) \cdot 0{,}20 \cdot 2500 \cdot 1{,}1 = 192 \ кг/м.$$

Расчетная временная нагрузка, передаваемая на балку,

$$p = 900 \cdot 4{,}5 = 4050 \ кг/м.$$

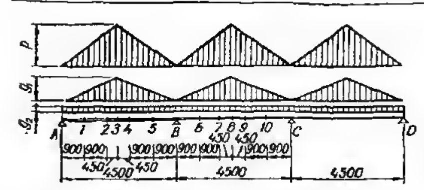


Рис. 11.28. Расчетная схема балки Б-1.

Расчетная схема балки изображена на рис. 11.28. Опорные изгибающие моменты определяем по табл. 14.12, вычисления сводим в табл. 11.7. Коэффициент перехода от треугольной нагрузки к равномерно распределенной, эквивалентной по опорному моменту, равен 0,63.

Таблица 11.7. **Опорные изгибающие моменты**

Нагрузка	Схема расположения нагрузки	M_B	M_C
Постоянная		—0,1 (0,63 · 1,59 + +0,19) 4,5² = —2,53 *т·м*	—2,53 *т·м*
Временная		—0,067 · 0,63 · 4,05 × × 4,5² = —3,42 *т·м*	0,017 · 0,63 × × 4,05 · 4,5² = 0,91 *т·м*
		—0,05 · 0,63 · 4,05 × × 4,5² = —2,60 *т·м*	—2,60 *т·м*
		0,91 *т·м*	—3,42 *т·м*

Для построения огибающей эпюры моментов суммируем изгибающие моменты, вычисленные для свободно лежащей балки того же пролета с ординатами эпюры опорных моментов. Вычисления сводим в табл. 11.8.

Таблица 11.8. **Определение ординат огибающей эпюры изгибающих моментов**

	Ординаты эпюр изгибающих моментов в точках									
	A	1	2	3	4	5	B	6	7	8
Постоянная нагрузка										
Опорные моменты	0	—0,51	—1,01	—1,26	—1,51	—2,02	—2,53	—2,53	—2,53	—2,53
Равномерно распределенная нагрузка g_1 = 0,192 *т/м*	0	0,31	0,47	0,48	0,47	0,31	0	0,31	0,47	0,48
Распределенная по треугольнику g_1 = 1,69 *т/м*	0	1,61	2,70	2,84	2,70	1,61	0	1,61	2,70	2,84
Сумма	0	1,51	2,16	2,06	1,66	—0,1	—2,53	0,61	0,64	0,79

Продолжение табл. 11.8

	Ординаты эпюр изгибающих моментов в точках									
	A	1	2	3	4	5	B	6	7	8
Временная в пролете AB										
Опорные моменты	0	—0,68	—1,36	—1,71	—2,04	—2,72	—3,42	—2,55	—1,70	—1,26
Ординаты эпюры M для однопролетной балки $p = 4{,}05$ $m/м$	0	3,85	6,46	6,80	6,46	3,85	0	0	0	0
Сумма	0	3,17	5,10	5,09	4,42	1,13	—3,42	—2,55	—1,70	—1,26
Временная в пролете BC										
Опорные моменты	0	—0,52	—1,04	—1,30	—1,56	—2,08	—2,60	—2,60	—2,60	—2,60
Ординаты эпюры M для однопролетной балки $p = 4{,}05$ $m/м$	0	0	0	0	0	0	0	3,85	6,46	6,80
Сумма	0	—0,52	—1,04	—1,30	—1,56	—2,08	—2,60	1,25	3,86	4,20
Временная в пролете CD										
Опорные моменты	0	0,18	0,37	0,45	0,55	0,73	0,91	0,04	—0,82	—1,26
Расчетные моменты										
$M_{макс}$	0	4,86	7,63	7,60	6,63	1,76	—1,62	0,68	4,50	4,99
$M_{мин}$	0	0,99	1,12	0,76	0,10	—2,18	—8,55	—3,16	—1,88	—1,73

Огибающая эпюра моментов изображена на рис. 11.29. Для определения предельных значений огибающей эпюры поперечных сил поступаем аналогичным образом. Рассматриваем различные варианты нагружения неразрезной балки временной нагрузкой.

Значения поперечных сил определяем по формуле

$$Q = Q_0 + \frac{M_{пр} - M_л}{l},$$

где Q_0 — поперечная сила в сечениях однопролетной балки;
$M_{пр}$ и $M_л$ — соответственно правый и левый опорные моменты.

Значения поперечных сил в сечениях однопролетной балки вычисляем с помощью табл. 14.6.

Так как для получения максимальных значений поперечных сил рассматриваемый пролет должен быть нагружен как постоянной, так и временной

нагрузкой, расчет в целях упрощения ведем на два вида нагрузки: а) равномерно распределенную $g_2 = 0{,}19$ *т/м*; б) распределенную по закону треугольника $g_1 + p = 1{,}69 + 4{,}05 = 5{,}74$ *т/м*.

Определение ординат эпюры поперечных сил в сечениях свободно лежащей балки на двух опорах произведено в табл. 11.9. В первом пролете положительная ветвь (нагружены временной нагрузкой первый и третий пролеты):

$M_{пр} = -5{,}07\ т \cdot м;\quad M_л = 0;$

$$Q = Q_0 + \frac{-5{,}07 - 0}{4{,}5} = Q_0 - 1{,}12.$$

Отрицательная ветвь (временной нагрузкой загружены первый и второй пролеты):

$M_{пр} = -8{,}55\ т \cdot м;\quad M_л = 0;$

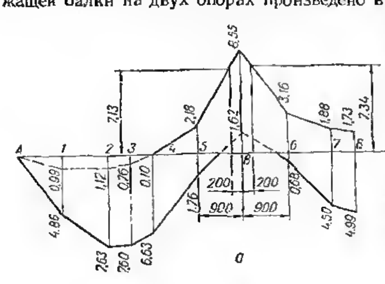
$$Q = Q_0 + \frac{-8{,}55 - 0}{4{,}5} = Q_0 - 1{,}90.$$

Во втором пролете положительная ветвь (временная нагрузка в первом и втором пролетах):

$$M_{пр} = -4{,}25\ т \cdot м;$$

$$M_л = -8{,}55\ т \cdot м;$$

$$Q = Q_0 + \frac{-4{,}25 + 8{,}55}{4{,}5} = Q_0 + 0{,}96.$$



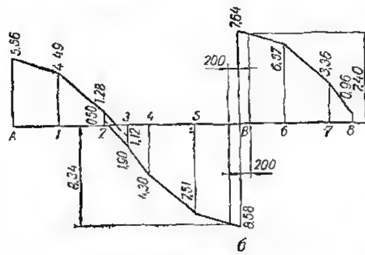


Рис. 11.29. Огибающие эпюры:
а — изгибающих моментов; *б* — перерезывающих сил.

При вычислении ординат огибающей эпюры поперечных сил определяем лишь предельные значения, соответствующие внешним ветвям огибающей эпюры. Для получения нулевых точек эпюры определяем для каждой ветви

Таблица 11.9. Ординаты эпюры поперечных сил в сечениях свободно лежащей балки

Точка	Равномерно распределенная нагрузка $g_2 = 0{,}19$ *т/м*	Нагрузка, распределенная по закону треугольника, $g_1 + p = 5{,}74$ *т/м*	Сумма
А (В)	0,22	6,46	6,68
1 (6)	0,19	5,42	5,61
2 (7)	0,08	2,32	2,40
3 (8)	0	0	0
4 (9)	—0,08	—2,32	—2,40
5 (10)	—0,19	—5,42	—5,61
В (С)	—0,22	—6,46	—6,68

значение поперечной силы в сечении, в котором последняя изменила знак. Вычисления сводим в табл. 11.10.

Огибающая эпюра поперечных сил приведена на рис. 11.29, *б*. Определяем величины изгибающих моментов и поперечных сил у грани опоры *В*.

Таблица 11.10.

Точка	$Q_{макс}$	$Q_{мин}$	Точка	$Q_{макс}$	$Q_{мин}$
A	5,56	—	*B* слева	—	—8,58
1	4,49	—	*B* справа	7,64	—
2	1,28	0,50	6	6,57	—
3	—1,12	—1,90	7	3,36	—
4	—	—4,30	8	0,96	—
5	—	—7,51			

У левой грани:

$$M = -2{,}18 - \frac{8{,}55 - 2{,}18}{900} 700 = -7{,}13 \ m \cdot м;$$

$$Q = -7{,}51 - \frac{8{,}58 - 7{,}51}{900} 700 = -8{,}34 \ m.$$

У правой грани:

$$M = -3{,}16 - \frac{8{,}55 - 3{,}16}{900} 700 = -7{,}34 \ m \cdot м;$$

$$Q = 6{,}57 + \frac{7{,}64 - 6{,}57}{900} 700 = 7{,}40 \ m.$$

Подбор сечений арматуры. Рассчитываем продольную арматуру в первом пролете

$$M = 763\,000 \ кг \cdot см;$$

$$h_0 = 45 - 5 = 40 \ см.$$

В соответствии с примечаниями к табл. 4.3 определяем ширину плиты, учитываемую в расчете,

$$b'_п = 2\frac{450}{6} + 20 = 170 \ см.$$

Определяем сечение арматуры по алгоритму табл. 4.12.

В зависимости от $\frac{h'_п}{h_0} = \frac{10}{40} = 0{,}25$ и $\frac{b'_п}{b} = \frac{170}{20} = 8{,}5$

по табл. 4.10 находим $A_{св} = 1{,}30$ и $\alpha_{св} = 1{,}50$

$$F'_{а.тр} = \frac{M - (A_{0\,макс} + A_{св})\,R_и b h_0^2}{R_{а.с}\,(h_0 - a')} =$$

$$= \frac{763\,000 - (0{,}4 + 1{,}30)\,80 \cdot 20 \cdot 40^2}{3400\,(40 - 3{,}5)} = \frac{763\,000 - 4\,350\,000}{3400\,(40 - 3{,}5)} < 0.$$

Принимаем $F'_{а.пр} = 0$.

Так как при $\frac{h'_п}{h_0} = 0{,}25$ и $\frac{b'_п}{b} = 8{,}5$ в *табл.* 4.13 величина $A_п$ находится за пределами числовых значений таблицы, нейтральная ось сечения проходит в полке. Переходим к п. 6 и продолжаем расчет как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_п = 170$ по алгоритму табл. 4.9

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{763\,000}{80 \cdot 170 \cdot 40^2} = 0{,}035.$$

Так как величина $A_{св}$, определенная по табл. 4.10, лежит ниже жирной черты, проверяем условие

$$A_0 = 0{,}035 \leqslant A_{0\,макс} \frac{1 + 2{,}5A_{св}}{b'_п/b} = 0{,}4 \cdot \frac{1 + 2{,}5 \cdot 1{,}3}{8{,}5} = 0{,}2.$$

Условие выполняется.

Так как $A_0 = 0{,}035 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14. По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}035$ находим $\gamma = 0{,}983$.

Сечение арматуры

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{763\,000}{3400 \cdot 0{,}983 \cdot 40} = 5{,}71 \ см^2.$$

Принимаем арматуру 4 ∅ 14 AIII; $F_a = 6{,}16 \ см^2$.

Процент армирования, отнесенный к сечению ребра,

$$\mu\% = \frac{6{,}16}{40 \cdot 20} \cdot 100\% = 0{,}77\%.$$

Во втором пролете

$$M = 499\,000 \ кг \cdot см; \ h_0 = 40 \ см.$$

Поскольку для второго пролета размеры сечения те же, что и для первого, нейтральная ось также проходит в пределах сжатой полки

$$A_0 = \frac{M}{R_u b h_0^2} = \frac{499\,000}{80 \cdot 170 \cdot 40^2} = 0{,}0228.$$

Так как $A_0 = 0{,}0228 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14. По табл. 4.6 в зависимости от $A = 0{,}0228$ находим $\gamma = 0{,}99$.

Сечение растянутой арматуры

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{499\,000}{3400 \cdot 0{,}99 \cdot 40} = 3{,}7 \ см^2.$$

Принимаем арматуру 4 ∅ 14 AIII:

$$F_a = 6{,}16 \ см^2; \quad \mu = 0{,}77\%.$$

Верхняя арматура каркасов подбирается из расчета на отрицательный изгибающий момент.

Во втором пролете $M = 173\,000 \ кг \cdot см$.

Сечение рассчитываем как прямоугольное, так как полка находится в растянутой зоне.

$$h_0 = h - a' = 45 - 3{,}5 = 41{,}5 \ см;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_u h_0^2 b} = \frac{173\,000}{80 \cdot 20 \cdot 41{,}5^2} = 0{,}063.$$

Так как $A_0 = 0{,}063 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14. По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}063$ находим $\gamma = 0{,}967$, тогда

$$F_a = \frac{173\,000}{3400 \cdot 0{,}967 \cdot 41{,}5} = 1{,}27 \ см^2.$$

Принимаем верхние стержни каркасов 2 ∅ 10 AIII; $F_a = 1{,}57 \ см^2$.

На опоре

$$M = 734\,000 \ кг \cdot см;$$

$$h_0 = 41{,}5 \ см;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_u b h_0^2} = \frac{73\,400}{80 \cdot 20 \cdot 41{,}5^2} = 0{,}27; \qquad \gamma = 0{,}840.$$

Так как $A_0 = 0{,}27 < A_{0\,макс} = 0{,}4$, переходим к п. 14

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{734\,000}{3400 \cdot 0{,}840 \cdot 41{,}5} = 6{,}15 \ см^2.$$

Принимаем 2 ∅ 20 AIII; $F_a = 6{,}28 \ см^2$.

Определение теоретических мест обрыва стержней производим графически, пользуясь эпюрой материалов (аналитическое определение теоретических мест обрыва приведено в примере расчета ребристого перекрытия с балочными плитами).

Для построения эпюры материалов вычисляем значения несущей способности балки в различных сечениях по алгоритму табл. 4.8.

Для сечения в первом пролете:

$$F_a = 3{,}08\ см^2 (2 \varnothing 14\ АIII);$$

$$F'_a = 1{,}57\ см^2 (2 \varnothing 10\ АI);$$

$$b = b'_п = 170\ см; \qquad h = 45\ см; \qquad h_0 = 41{,}5\ см;$$

$$\alpha = \frac{R_a F_a - R_{ac} F'_a}{R_и b h_0} = \frac{3400 \cdot 3{,}08 - 2100 \cdot 1{,}57}{80 \cdot 170 \cdot 41{,}5} = 0{,}0127.$$

Так как $\alpha = 0{,}0127 < \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3{,}5}{41{,}5} = 0{,}17$, переходим к п. 3

$$\alpha' = \frac{R_a F_a}{R_и b h_0} = 0{,}0185.$$

Так как $\alpha' = 0{,}0185 < \frac{2a'}{h_0} = 0{,}17$, переходим к п. 5. В зависимости от $\alpha' = 0{,}0185$ по табл. 4.6 находим $\gamma' = 0{,}99$;

$$[M] = R_a F_a \gamma' h_0 = 3400 \cdot 3{,}08 \cdot 0{,}99 \cdot 41{,}5 = 430\,000\ кг \cdot см.$$

Последовательность расчета и результаты вычислений его отдельных этапов для других сечений балки приведены в табл. 11.11.

Таблица 11. 11. **Пункты алгоритма табл. 4.8**

		$b = b'_п$	h	F_a	F'_a	h_0	п. 1, α	п. 2 $2a'/h_0$	п. 3, α'	п. 5, γ'	п. 6 $[M]$
Положительные изгибающие моменты (нижняя арматура)	Первый пролет	170	45	2 ⌀ 14 AIII 3,08 $см^2$	2 ⌀ 10 AI 1,57 $см^2$	41,5	0,0127	0,17	0,0185	0,99	4,3
				4 ⌀ 14 AIII 6,16 $см^2$	2 ⌀ 10 AI 1,57 $см^2$	40,0	0,0323	0,25	0,037	0,981	8,25
	Второй пролет	170	45	2 ⌀ 14 AIII 3,08 $см^2$	2 ⌀ 10 AIII 1,57 $см^2$ 1 ⌀ 20 AIII 3,14 $см^2$	41,5	<0	0,17	0,0185	0,99	4,3
				4 ⌀ 14 AIII 6,16 $см^2$	2 ⌀ 10 AIII 1,57 $см^2$	40,0	0,0285	0,25	0,037	0,981	8,25
Отрицательные изгибающие моменты (верхняя арматура)	Первый пролет	20	45	2 ⌀ 10 AI 1,57 $см^2$	2 ⌀ 14 AIII 3,08 $см^2$	41,5	<0	0,17	0,05	0,975	1,33
				2 ⌀ 10 AI 1,57 $см^2$ 1 ⌀ 20 AIII 3,14 $см^2$	2 ⌀ 14 AIII 3,08 $см^2$	41,5	0,0526	0,17	0,21	—	п. 7 5,31
	Второй пролет	20	45	2 ⌀ 20 AIII 6,28 $см^2$	2 ⌀ 14 AIII 3,08 $см^2$	41,5	0,00377	0,17	0,16	0,92	4,09
				2 ⌀ 10 AIII 1,57 $см^2$	2 ⌀ 14 AIII 3,08 $см^2$	41,5	<0	0,17	0,08	0,96	2,13
	Опора	20	45	2 ⌀ 20 AIII 6,28 $см^2$	2 ⌀ 14 AIII 3,08 $см^2$	40,0	0,171	0,25	0,334	—	п. 7 7,8

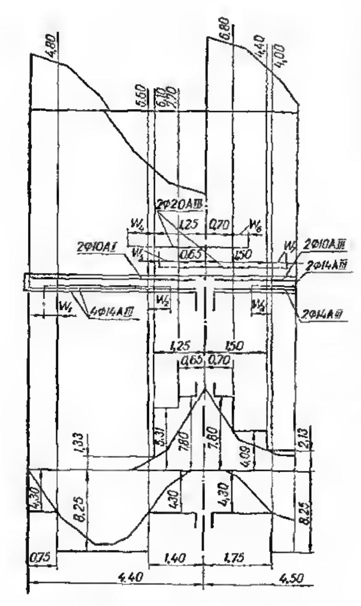


Рис. 11.30. Определение теоретических мест обрыва стержней.

Определив несущую способность балки в различных ее сечениях, строим эпюру материалов (рис. 11.30), на которой определяем теоретические места обрыва стержней.

Рассчитываем поперечные стержни каркасов.

Опора B слева: $Q_л = 8340$ *кг*.

Определяем сечение поперечной арматуры в соответствии с алгоритмом табл. 4.16.

Так как $Q_л = 8340$ *кг* $< 0{,}25bh_0R_и = 0{,}25 \cdot 20 \cdot 41{,}5 \times 80 = 16\,600$ *кг*, переходим к п. 2.

Так как $Q_л = 8340 > R_р bh_0 = 5{,}8 \cdot 20 \cdot 41{,}5 = 4820$, переходим к п. 4

$$\varepsilon = \frac{Q_л}{R_и bh_0} = \frac{8340}{80 \cdot 20 \cdot 41{,}5} = 0{,}125.$$

Так как $\varepsilon = 0{,}125 > 0{,}077$, переходим к п. 6.

Принимаем поперечные стержни каркасов из холоднотянутой проволоки ∅ 5,5 BI; площадь сечения одного стержня $f_x = 0{,}24$ *см*^{2}, число поперечных стержней в одной плоскости сечения $n_x = 2$

$$F_x = f_x n_x = 0{,}24 \cdot 2 = 0{,}48 \text{ см}^2;$$

$$D_0 = \frac{R_{ax}F_x}{R_и bh_0} = \frac{2200 \cdot 0{,}48}{80 \cdot 20 \cdot 41{,}5} = 0{,}0159.$$

В зависимости от $\varepsilon = 0{,}125$ и $D_0 = 0{,}0159$ по графику на рис. 4.12 находим $v = 0{,}50 < \frac{0{,}1}{0{,}125} = 0{,}8$.

Шаг поперечных стержней

$$u = vh_0 = 0{,}5 \cdot 41{,}5 = 21 \text{ см}.$$

В соответствии с конструктивными требованиями расстояние между поперечными стержнями на участках вблизи опор должно быть не более 150 *мм*.

Принимаем шаг поперечных стержней 150 *мм* на участке, равном $^1/_4$ пролета.

Опора B справа: $Q_п = 7400$ *кг*.

Условия пп. 1 и 2 не проверяем, так как $Q_п = 7400 < Q_л = 8340$.

При $\varepsilon = \frac{Q}{R_и bh_0} = \frac{7400}{80 \cdot 20 \cdot 41{,}5} = 0{,}111 > 0{,}077$ и $D_0 = 0{,}0159$ (см. выше) по графику на рис. 4.12 находим $v = 0{,}60 < 0{,}8$.

Требуемый шаг поперечных стержней

$$u = vh_0 = 0{,}60 \cdot 41{,}5 = 25 \text{ см}.$$

Из конструктивных соображений принимаем шаг 150 *мм* на $^1/_4$ пролета, считая от опоры B.

Для определения шага поперечных стержней в средней части второго пролета находим поперечную силу по огибающей эпюре на расстоянии $^1/_4$

пролета от опоры B

$$Q = 6000\ кг.$$

$$\varepsilon = \frac{Q}{R_u b h_0} = \frac{6000}{80 \cdot 20 \cdot 41,5} = 0,09 > 0,077 \quad и \quad D_0 = 0,0159.$$

По графику на рис. 4.12 определяем, что для данных значений D_0 и ε величина v находится за предельным значением $v = 0,8$. Поэтому в соответствии с конструктивными требованиями принимаем $v = 0.75$. Отсюда

$$u = vh_0 = 0,75 \cdot 41,5 = 31,2\ см.$$

Принимаем $u = 30\ см$.

По огибающей эпюре Q определяем поперечную силу в сечении на расстоянии $^1/_4$ пролета слева от опоры В

$$Q = 6800\ кг.$$

При $\varepsilon = \frac{Q}{R_u b h_0} = \frac{6800}{20 \cdot 41,5 \cdot 80} = 0,102 > 0,077$ и $D_0 = 0,0159$ по графику на рис. 4.12 определяем $v = 0,68$.

Требуемый шаг поперечных стержней в средней части первого пролета

$$u = vh_0 = 0,68 \cdot 41,5 = 28\ см.$$

Определение длины перепуска обрываемых стержней. Длину перепуска растянутых стержней за вертикальное сечение (рис. 11.30), в котором они не требуются по расчету (места теоретического обрыва), определяем по формуле (4.62)

$$w = \frac{Q}{2q_{xw}} + 5d.$$

При этом интенсивность поперечного армирования определяется по формуле (4.59)

$$q_{xw} = \frac{R_a F_x}{u}.$$

При определении длины перепуска обрываемых в пролете стержней величины поперечных сил, в целях упрощения расчета, находим по огибающей эпюре.

В первом пролете при шаге поперечных стержней $u = 15\ см$

$$q_{xw} = \frac{3150 \cdot 0,24 \cdot 2}{15} = 101\ кг/см;$$

$$w_1 = \frac{4800}{2 \cdot 101} + 5 \cdot 1,4 = 30,8\ см;$$

при шаге поперечных стержней $u = 28\ см$

$$q_{xw} = \frac{3150 \cdot 0,24 \cdot 2}{28} = 54\ кг/см;$$

$$w_2 = \frac{5600}{2 \cdot 54} + 5 \cdot 1,4 = 58,8\ см.$$

Во втором пролете при шаге поперечных стержней $u = 30\ см$

$$q_{xw} = \frac{3150 \cdot 0,24 \cdot 2}{30} = 50,4\ кг/см;$$

$$w_3 = \frac{4000}{2 \cdot 50,4} + 5 \cdot 1,4 = 46,6\ см.$$

План перекрытия

План нижних сеток; План верхних сеток; Балка Б-2; Балка Б-1; 7С-5; 8С-4; 8С-2; 8С-8; 8С-7; 6С-6; 6С-3; 6С-1; 6С-7; 6С-8; 120; 250; 260; 4500; 4300; 13500; 6000; 18000; ① ② ③ ④ Ⓐ Ⓓ

Спецификация арматуры

Наименование элемента	Марка сетки	№ поз	Эскиз	Ø, мм	l, мм	n, шт	nl, м	Вес, кг: позиции	Вес, кг: сетки	К-во сеток	Вес, кг
				На одну сетку						На элемент	
Плита П-1	С-1	1	29×200; 4×150	5,5BI	4850	5	24,3	4,6	6,4	6	38,4
		2		4BI	350	5	1,8	0,2			
		3		4BI	650	25	16,3	1,6			
	С-2	4	21×200; 4×150	5,5BI	3250	5	16,3	3,1	4,4	8	35,2
		2		4BI	350	5	1,8	0,2			
		3		4BI	650	17	11,1	1,1			
	С-3	5	19×300; 6×100	7BI	4850	7	34,0	10,2	11,4	24	274
		3		4BI	650	17	11,1	1,1			
		6		4BI	450	3	1,4	0,1			
	С-4	7	14×300; 6×100	7BI	3350	7	23,4	7,1	8,0	32	256,0
		3		4BI	650	12	7,8	0,8			
		6		4BI	450	3	1,4	0,1			
	С-5	8	19×300; 7×100	8BI	4850	8	38,8	15,3	16,7	28	468,0
		9		4BI	750	14	10,5	1,0			
		3		4BI	650	6	3,9	0,4			
	С-6	10	14×300; 7×100	8BI	3350	8	26,8	10,6	11,7	24	221,0
		9		4BI	750	9	6,8	0,7			
		3		4BI	650	6	3,9	0,4			
	С-7	11	8×300; 6×100	7BI	1850	7	13,0	3,9	4,5	28	126,0
		3		4BI	650	7	4,6	0,5			
		6		4BI	750	2	0,9	0,1			
	С-8	11	8×300; 5×100	8BI	1850	7	13,0	5,1	5,7	56	319,2
		3		4BI	650	7	4,6	0,5			
		6		4BI	450	2	0,9	0,1			

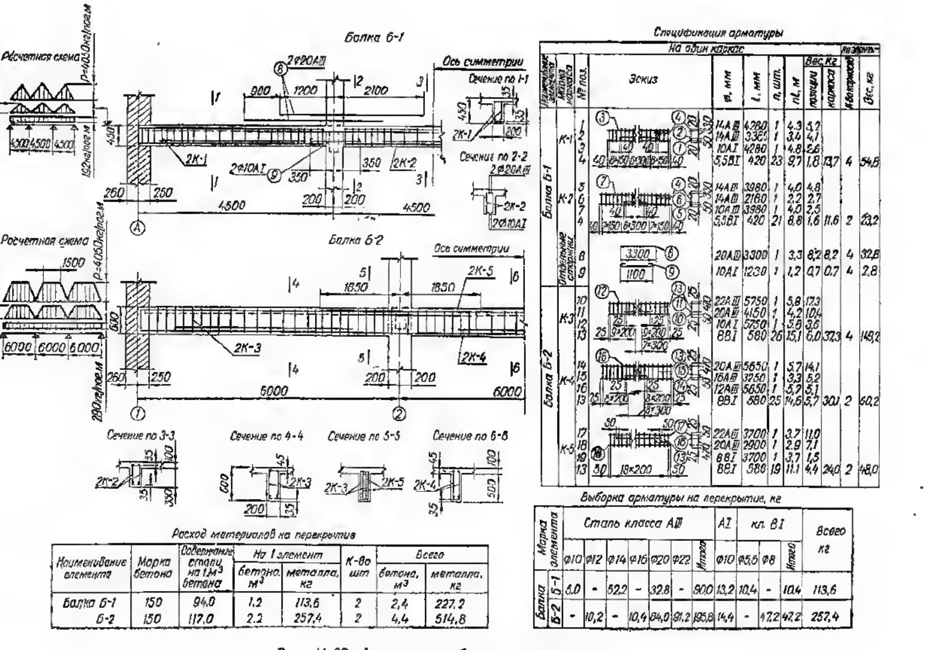
Расход материалов на плиту

Марка бетона	Содержание стали на 1 м³ бетона, кг	Бетон, м³	Металл, кг
150	78.2	23.0	1798.0

Выборка арматуры на плиту, кг

Холоднотянутая проволока				
Ф4BI	Ф5,5BI	Ф7BI	Ф8BI	Всего
191.4	51.6	560.0	975.0	1798.0

Рис. 11.31. Армирование плит перекрытия.



Спецификация арматуры

Наименование элемента	Марка каркаса	№ поз.	Эскиз	d, мм	l, мм	n, шт	nl, м	Вес, кг позиции	Вес, кг каркаса	Кол-во каркасов на элемент	Вес, кг
Балка Б-1	К-1	1		14AIII	4280	1	4,3	5,2			
		2		14AIII	3365	1	3,4	4,1			
		3		10AI	4280	1	4,8	2,6			
		4		5,5BI	420	23	9,7	1,8	13,7	4	54,8
	К-2	5		14AIII	3980	1	4,0	4,8			
		6		14AIII	2160	1	2,2	2,7			
		7		10AIII	3980	1	4,0	2,5			
		4		5,5BI	420	21	8,8	1,6	11,6	2	23,2
	Отдельные стержни	8	3300	20AIII	3300	1	3,3	8,2	8,2	4	32,8
		9	1100	10AI	1230	1	1,2	0,7	0,7	4	2,8
Балка Б-2	К-3	10		22AIII	5750	1	5,8	17,3			
		11		20AIII	4150	1	4,2	10,4			
		12		10AI	5750	1	5,8	3,6			
		13		8BI	580	26	15,1	6,0	37,3	4	149,2
	К-4	14		20AIII	5650	1	5,7	14,1			
		15		16AIII	3250	1	3,3	5,2			
		16		12AIII	5650	1	5,7	5,1			
		13		8BI	580	25	14,6	5,7	30,1	2	60,2
	К-5	17		22AIII	3700	1	3,7	11,0			
		18		20AIII	2900	1	2,9	7,1			
		19		8BI	3700	1	3,7	1,5			
		13	18×200	8BI	580	19	11,1	4,4	24,0	2	48,0

Расход материалов на перекрытия

Наименование элемента	Марка бетона	Содержание стали на 1 м³ бетона	На 1 элемент: бетона, м³	На 1 элемент: металла, кг	К-во шт	Всего: бетона, м³	Всего: металла, кг
Балка Б-1	150	94,0	1,2	113,6	2	2,4	227,2
Б-2	150	117,0	2,2	257,4	2	4,4	514,8

Выборка арматуры на перекрытие, кг

Марка элемента		Сталь класса AIII Ф10	Ф12	Ф14	Ф16	Ф20	Ф22	Итого	AI Ф10	кл. BI Ф5,5	Ф8	Итого	Всего кг
Балка	Б-1	6,0	-	52,2	-	32,8	-	90,0	13,2	10,4	-	10,4	113,6
	Б-2	-	10,2	-	10,4	84,0	91,2	195,8	14,4	-	47,2	47,2	257,4

Рис. 11.32. Армирование балок перекрытия.

На опоре В слева

$$q_{\text{x}w} = 54\ \textit{кг/см};$$

$$w_4 = \frac{6100}{2 \cdot 54} + 5 \cdot 2{,}0 = 66{,}5\ \textit{см};$$

$$q_{зw} = 101\ \textit{кг/см};$$

$$w_5 = \frac{7700}{2 \cdot 101} + 5 \cdot 2{,}0 = 48{,}1\ \textit{см}.$$

На опоре В справа

$$q_{\text{x}w} = 101\ \textit{кг/см},$$

$$w_6 = \frac{6800}{2 \cdot 101} + 5 \cdot 2{,}0 = 43{,}7\ \textit{см};$$

$$q_{\text{x}\,\text{л}} = 50{,}4\ \textit{кг/см};$$

$$w_7 = \frac{4400}{2 \cdot 50{,}4} + 5 \cdot 20 = 53{,}6\ \textit{см}.$$

Аналогично расчету балки Б-1 производится расчет балки Б-2.

Балка рассчитывается как трехпролетная неразрезная равнопролетная, загруженная равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса и трапециевидной нагрузкой, передаваемой на балку плитами.

Расчет балки Б-2 не приводится.

Конструирование

Армирование плит и балок перекрытия показано на рис. 11.31 и рис. 11.32.

При конструировании каркасов места обрыва стержней корректируются с целью создания симметричных каркасов и увязки мест обрыва стержней с шагом поперечных стержней каркасов.

Балка Б-2 армирована на опоре сварными каркасами с рабочими стержнями в верхней части каркаса, а балка Б-1 отдельными стержнями, сдвинутыми взаимно в соответствии с эпюрой материалов (рис. 11.32).

Пролетные каркасы доводятся до граней колонн.

На опоре ставятся короткие соединительные стержни диаметром не менее половины диаметра рабочих стержней в пролете и не менее 10 *мм*. Соединительные стержни заводятся в пролет балки (считая от грани колонны) на $30d$, но не менее чем на $a + 150$, где a — шаг поперечных стержней каркасов.

Нижние стержни каркасов в зоне отрицательных моментов должны охватываться дополнительным корытообразным каркасом или сеткой с крюками на поперечных стержнях в случае, если продольная арматура учитывалась в расчете как сжатая.

Так как при расчете опорное сечение рассчитывалось как сечение с одиночной арматурой, постановка дополнительных каркасов или сеток на опоре не требуется.

Глава 12

ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ ПОДКРАНОВАЯ БАЛКА

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать сборную предварительно напряженную подкрановую балку под два мостовых электрических крана среднего режима работы грузоподъемностью $Q = 30/5$ *т*, пролетом $L = 22{,}5$ *м*; шаг колонн вдоль цеха 12,0 *м*, ширина сечения колонны — 0,5 *м*.

Принятое поперечное сечение балки показано на рис. 12.1.

Материалы: бетон марки 500; предварительно напряженная арматура — стержневая из стали класса А-IIIв, упрочненная вытяжкой с контролем напряжений и удлинений; ненапряженная арматура из стали класса А-III.

Расчетные характеристики материалов: для бетона марки 500

$$R_{и} = 250\ кг/см^2;\quad R_{р} = 14\ кг/см^2;$$

$$R_{т} = 19{,}5\ кг/см^2;\quad E_{б} = 3{,}8 \cdot 10^5\ кг/см^2;$$

для стали класса А-IIIв

$$R_{а}^{н} = 5500\ кг/см^2;\quad R_{а} = 4500\ кг/см^2;$$

$$E_{а} = 2 \cdot 10^6\ кг/см^2;$$

для стали класса А-III

$$R_{а}^{н} = 4000\ кг/см^2;\quad R_{а} = 3400\ кг/см^2;$$

$$R_{а.с} = 3400\ кг/см^2;\quad R_{а.х} = 2700\ кг/см^2;$$

$$E_{а} = 2 \cdot 10^6\ кг/см^2.$$

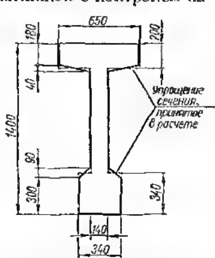


Рис. 12.1. Поперечное сечение подкрановой балки.

Изготовление балки предполагается с натяжением арматуры на упоры стенда; передача усилия обжатия на бетон производится при достижении бетоном прочности, равной марке бетона ($R_0 = R$); разность температур напрягаемой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения, составляет $\Delta t = 40°$ С; подъем балки при изготовлении, транспортировании и монтаже — за точки, расположенные на расстоянии не более 2,5 *м* от ее торцов.

Указания по конструированию и расчету подкрановых балок

Подкрановые балки проектируют двутаврового сечения (при пролетах балок 6,0 *м* они выполняются тавровыми). Верхнюю полку принимают развитой по горизонтали из условия восприятия ею усилий от горизонтальных сил поперечного торможения крана, а также из условия крепления и рихтовки кранового рельса. Нижнюю полку принимают небольшой ширины, определяемой из условия размещения в ней арматуры (обычно предварительно напряженной). На опоре сечение переходит в тавровое за счет постепенного увеличения толщины стенки до ширины нижней полки. Толщина стенки в средней части пролета и длина приопорного участка балки с утолщенной стенкой определяются расчетом по образованию трещин в наклонных сечениях и условием оптимального расхода поперечной арматуры для обеспечения прочности по поперечной силе. Высоту балки следует назначать с учетом применяемых типов стоек, габаритов зданий и мостовых кранов.

Типовые подкрановые балки пролетом 12,0 под краны грузоподъемностью до 30,0 *т* имеют ширину верхней полки 650 *мм*, нижней — 340, толщину стенки в средней части пролета — 140 *мм*, высота балки — 1400 *мм*. Балки изготовляют из бетона марок 300, 400 и 500. Для напрягаемой арматуры применяется проволока диаметром 5 *мм*, семипроволочные пряди из нее или стержни из стали класса А-IIIв (упрочненной вытяжкой). Наиболее эффективным является армирование балок прядевой арматурой. Ненапрягаемая арматура — из стали класса А-III.

Напрягаемая арматура обычно выполняется прямолинейной с натяжением ее на упоры стенда или силовых форм. Для предотвращения возможного появления трещин при спуске натяжения рабочей арматуры в торцовых участках балок необходимо предусматривать специальное поперечное армирование.

Подкрановые балки закрепляют на колоннах с помощью анкерных болтов и вертикальных крепежных планок, привариваемых к закладным

деталям в верхней полке балок и в оголовке колонны. Зазоры между балками и колонной бетоном обычно не заполняются.

Крановые рельсы укладывают по балкам на сплошных резиновых прокладках, которые своей упругостью и высоким коэффициентом трения обеспечивают равномерную передачу вертикального и горизонтального давления, смягчают удары, уменьшают расстройства пути и снижают шум. Рельсы закрепляют при помощи лапок-прижимов и болтов. Под лапки и шайбы болтов также укладываются резиновые прокладки.

Подкрановые балки подвергаются воздействию многократно повторяющейся нагрузки и в соответствии со СНиП II-В. 1—62* должны быть рассчитаны на прочность и выносливость. Как конструкции, находящиеся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки и подлежащие расчету на выносливость, предварительно напряженные подкрановые балки относятся ко II категории трещиностойкости (см. табл. 2.2) и должны быть рассчитаны по образованию трещин независимо от вида примененной арматуры. И, наконец, необходимо проверить прогиб балки.

Расчеты по прочности и по образованию трещин должны быть произведены для всех стадий работы балки — эксплуатации, изготовления, транспортирования и монтажа. Расчет на выносливость и проверка прогиба производятся для стадии эксплуатации.

Сечение продольной арматуры определяется из расчета на прочность и по образованию трещин нормального сечения посередине пролета. Поперечная арматура определяется из расчета на прочность наклонных сечений на грани опоры и в месте окончания утолщенного участка стенки. Достаточность принятых размеров сечения балки проверяется также расчетом по образованию трещин.

Расчет подкрановой балки рекомендуется производить в следующей последовательности:

1. На основе имеющихся аналогов (например типовых конструкций) задаются размерами сечений балки и схемой армирования.

2. Определяют нормативные и расчетные величины нагрузок.

3. Определяют усилия в балке в вертикальной и горизонтальной плоскостях, необходимые для расчета по всем предельным состояниям.

4. Проверяют достаточность принятых размеров поперечных сечений балки и производят предварительный подбор сечения продольной арматуры по прочности нормального сечения посередине пролета.

5. Определяют необходимые для последующих расчетов геометрические характеристики сечений посередине пролета и на грани опоры.

6. Определяют потери предварительного напряжения арматуры в сечениях посередине пролета и на грани опоры.

7. Проверяют нормальное сечение посередине пролета на прочность, по образованию трещин и на выносливость на усилия в вертикальной плоскости, действующие в стадии эксплуатации.

8. Проверяют наклонные сечения на грани опоры и в месте окончания утолщенного участка стенки на прочность, по образованию трещин и на выносливость — на усилия в вертикальной плоскости, действующие в стадии эксплуатации.

9. Определяют сечение дополнительной арматуры в торцовом участке балки.

10. Проверяют сечение продольной арматуры в верхней полке балки на усилия в горизонтальной плоскости.

11. Проверяют прогиб балки.

12. Проверяют балку на прочность и по образованию трещин на усилия, действующие в стадии изготовления, транспортирования и монтажа.

Определение нагрузок

Подкрановые балки рассчитываются на следующие виды нагрузок: постоянную, состоящую из собственного веса балки и веса подкранового пути; временную вертикальную, состоящую из вертикального давления колес крана; временную горизонтальную, состоящую из инерционных усилий, развивающихся при торможении тележки с грузом на мосту крана (поперечное торможение).

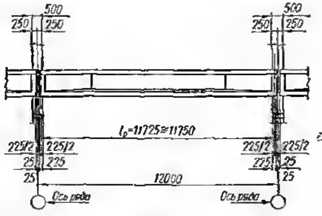


Рис. 12.2. Определение расчетного пролета сборной подкрановой балки.

Все перечисленные нагрузки входят в основное сочетание нагрузок.

Коэффициенты перегрузки приняты: для собственного веса конструкций $n = 1,1$; для вертикальных и горизонтальных нагрузок от кранов $n = 1,2$.

Постоянная нагрузка — нагрузка на 1 *м* от собственного веса балки и веса подкранового пути. Собственный вес 1 *м* балки

$$[0,14 \cdot 1,4 + (0,65-0,14)\,0,20 + (0,34-0,14)0,34]2,50 = 0.91\ m/м;$$

собственный вес 1 *м* подкранового пути 0,07 *т/м*. Нормативная постоянная нагрузка 0,91 + 0,07 = 0,98 *т/м*.

Временная вертикальная нагрузка. По ГОСТ 3332—54 (табл. 22.10) для заданного крана имеем следующие характеристики: ширина крана $B = 6300$ *мм*; база крана $K = 5100$ *мм*; давление колеса на рельс подкранового пути $P = 31,5$ *т*; вес тележки $G_т = 12,0$ *т*.

Динамический характер воздействия крановой нагрузки на балку учитываем коэффициентом динамичности 1,1.

Временная горизонтальная нагрузка. Нормативная тормозная горизонтальная сила, действующая поперек балки, от каждого из двух стоящих на балке колес крана

$$T_к = \frac{(Q + G_т)\,0,05}{2} = \frac{(30,0 + 12,0)\,0,05}{2} = 1,05\ m.$$

Расчетная схема балки и определение усилий

Сборная подкрановая балка рассчитывается как однопролетная балка на шарнирно-вращающихся опорах с пролетом, равным расстоянию между осями площадок опирания (рис. 12.2). Расчетная схема балки и схема нагрузок показаны на рис. 12.3.

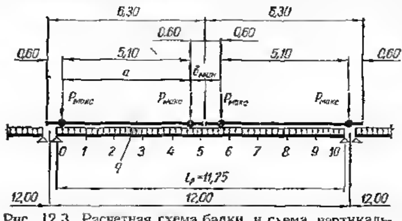


Рис. 12.3. Расчетная схема балки и схема вертикальных нагрузок.

Подбор сечений подкрановой балки обычно производится по огибающим эпюрам изгибающих моментов и поперечных сил от совместного действия равномерно распределенной (постоянной) нагрузки и системы подвижных сосредоточенных грузов крановой нагрузки при максимальном сближении кранов (временная нагрузка). Ординаты огибающих эпюр легко вычисляются с помощью таблиц третьего раздела.

В нашем случае сечение продольной рабочей арматуры по длине балки по условиям изготовления не изменяется. Поэтому достаточно определить только величину наибольшего изгибающего момента посередине пролета (сечение 5).

УСИЛИЯ ОТ НАГРУЗОК В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ

Изгибающий момент в расчетном сечении определяем как сумму моментов от постоянной и временной нагрузок по формулам:

от постоянной нагрузки

$$M_n^{\text{пост}} = c_n g l_p^2;$$

от временной нагрузки

$$M_n^{\text{врем}} = m_n k P_{\text{макс}} l_p,$$

где c_n и m_n — коэффициенты, принимаемые по табл. 14.27; 14.28 и 14.29;
k — постоянный множитель, принимаемый по табл. 14.28 и 14.29 (в табл. 14.28 — k_1);

индекс n соответствует порядковому номеру сечения по длине балки (в нашем случае $n = 5$).

Усилия от временной нагрузки должны определяться от загружения двумя кранами для расчетов прочности, жесткости и трещиностойкости и от загружения одним краном для расчета на выносливость.

При загружении двумя кранами:

$$P_1 = P_2; \quad k_1 = k_2 = k = 5{,}10 \text{ м}; \text{ (краны одинаковые)}$$

$$b_{\text{мин}} = 6{,}30 - 5{,}10 = 1{,}20 \text{ м};$$

$$l_p = 11{,}75 \text{ м};$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{k}{l_p} = \frac{5{,}10}{11{,}75} = 0{,}435 \cong 0{,}40;$$

$$\frac{b_{\text{мин}}}{l_p} = \frac{1{,}2}{11{,}75} = 0{,}102 \cong 0{,}10; \quad \frac{P_2}{P_1} = 1;$$

Для значений $\frac{\alpha_1}{\alpha_2} = \frac{0{,}40}{0{,}40}$; $\frac{b}{l} = 0{,}10$; $\frac{P_1}{P_2} = 1$ по табл. 14.29 находим $k = 0{,}500$.

При загружении одним краном

$$k = 5{,}10 \text{ м}; \qquad \frac{k}{l_p} = \frac{5{,}10}{11{,}75} = 0{,}435.$$

Для значения $\frac{k}{l_p} = 0{,}435$ по табл. 14.28 по интерполяции находим

$$k_1 = 0{,}320 - \frac{0{,}320 - 0{,}280}{0{,}4 - 0{,}5}(0{,}4 - 0{,}435) = 0{,}320 - 0{,}014 = 0{,}306.$$

Определение величин изгибающего момента в расчетном сечении приведено в табл. 12.1.

Таблица 12.1. **Величины изгибающих моментов в сечении 5 от вертикальных нагрузок**

Загружение	Нагрузка	Нормативное усилие, т·м	Коэффициент динамичности	Нормативное усилие с учетом коэффициента динамичности, т·м	Коэффициент перегрузки	Расчетное усилие, т·м
Двумя кранами	Постоянная 0,125 · 0,98 · 11,75²	16,90	—	16,90	1,1	18,59
	Временная 1,0 · 0,5 · 31,5 · 11,75	185,00	1,1	203,50	1,2	244,20
	Итого	201,90		220,40		262,79
Одним краном	Постоянная	16,90	—	16,90	—	—
	Временная 1,0 · 0,306 · 31,5 · 11,75	112,95	1,1	124,25	—	—
	Итого	—		141,15		—

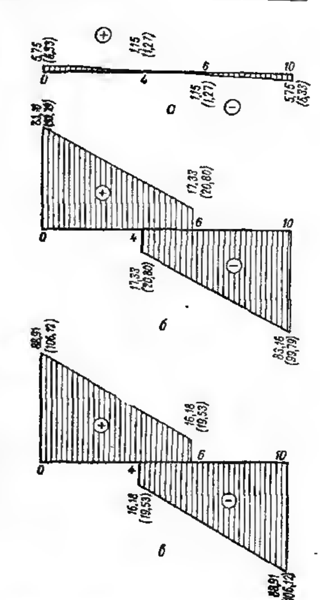


Рис. 12.4. Эпюры поперечных сил (*т*):
а — от постоянной нагрузки; *б* — от временной вертикальной нагрузки; *в* — суммарная. В скобках указаны величины усилий от расчетных нагрузок; без скобок — от нормативных нагрузок.

Ординаты огибающей эпюры поперечных сил вычисляем по формулам: от постоянной нагрузки

$$Q_n^{\text{пост}} = c'_n g l;$$

от временной нагрузки

$$Q_n^{\text{врем}} = k_n P_{\text{макс}},$$

где c'_n и k_n — коэффициенты, принимаемые по табл. 14.29 при значениях $\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$; $\frac{b}{l}$; $\frac{P_1}{P_2}$, вычисленных выше.

Ветви огибающей эпюры поперечных сил разрешается принимать очерченными по прямым. Для построения огибающей эпюры вычисляем две ординаты — в опорном сечении и в сечении на расстоянии $0{,}6l$ от опоры:

$c'_0 = 0{,}500$; $c'_6 = -0{,}100$;
$k_0 = 2{,}400$; $k_6 = 0{,}500$.

Вычисление ординат огибающей эпюры поперечных сил приведено в табл. 12.2. Огибающая эпюра поперечных сил показана на рис. 12.4.

Таблица 12.2. **Ординаты огибающей эпюры поперечных сил от вертикальной нагрузки**

Порядковый номер сечения	Загружение	Нагрузка	Нормативное усилие, *т*	Коэффициент динамичности	Нормативное усилие с учетом коэффициента динамичности, *т*	Коэффициент перегрузки	Расчетное усилие, *т*
0	Двумя кранами	Постоянная 0,5 · 0,98 · 11,75	5,75	—	5,75	1,1	6,33
		Временная 2,4 · 31,5	75,6	1,1	83,16	1,2	99,79
		Итого	81,35		88,91		106,12
6		Постоянная —0,1 · 0,98 · 11,75	—1,15	—	—1,15	1,1	—1,27
		Временная 0,5 · 31,5	15,75	1,1	17,33	1,2	20,80
		Итого	14,60		16,18		19,53

Продолжение табл. 12. 2

Порядковый номер сечения	Загружение	Нагрузка	Нормативное усилие, *т*	Коэффициент динамичности	Нормативное усилие с учетом коэффициента динамичности, *т*	Коэффициент перегрузки	Расчетное усилие, *т*
9	Одним краном	Постоянная	5,75	—	5,75	—	—
		Временная 1,565 · 31,5	49,40	1,1	54,34	—	—
		Итого	55,15		60,09		
6		Постоянная	—1,15	—	—1,15	—	—
		Временная 0,4 · 31,5	12,6	1,1	13,86	—	—
		Итого	11,45		12,71		

УСИЛИЯ ОТ РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК В ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ

От горизонтальных сил поперечного торможения также достаточно определить только наибольший изгибающий момент, так как необходимое для восприятия этого момента сечение арматуры обычно ставится по всей длине балки.

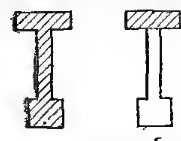


Рис. 12.5. Сечения, условно принимаемые при расчете подкрановых балок: *а* — от усилий в вертикальной плоскости; *б* — от усилий в горизонтальной плоскости.

Величину изгибающего момента от горизонтальных сил находим так же, как и от вертикальной крановой нагрузки:

нормативная

$$M^{т\,(норм)}_{макс} = m_s k T^н_к l =$$

$$= 1{,}000 \cdot 0{,}500 \cdot 1{,}05 \cdot 11{,}75 = 6{,}16\ тм;$$

расчетная

$$M^{т(расч)}_{макс} = nM^{т\,(норм)}_{макс} = 1{,}2 \cdot 6{,}16 = 7{,}38\ тм.$$

Коэффициенты m_s и k приняты те же, что и при определении усилий в вертикальной плоскости.

Подбор сечений арматуры

Предварительно проверяем достаточность размеров сечений балки по поперечной силе из условия (4.31).

$$0{,}25R_и bh_0 = 0{,}25 \cdot 250 \cdot 14 \cdot 125{,}5 = 110\,000\ кг = 110{,}0\ т > Q_{макс} =$$

$$= 106{,}12\ т.$$

Так как условие (4.31) удовлетворяется для сечения в средней части пролета при действии наибольшей поперечной силы, то размеры сечений балки достаточны.

Расчет поперечного сечения арматуры в подкрановых балках на усилия, действующие в вертикальной и горизонтальной плоскостях, обычно выполняется независимо. Сечения, условно принимаемые работающими на усилия в каждой из плоскостей, показаны на рис. 12.5.

РАСЧЕТ АРМАТУРЫ НА УСИЛИЯ В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ

Предварительный подбор сечения продольной арматуры. Предварительное определение площади поперечного сечения продольной арматуры в балке производим из условий прочности и трещиностойкости. Так как в сечении

будет арматура с разным расчетным сопротивлением, определяем усилие, которое должно быть воспринято растянутой (от действия внешней нагрузки) арматурой.

Из условия прочности усилие в растянутой арматуре определяем в предположении, что равнодействующая усилий в сжатой от действия внешней нагрузки зоне бетона и расположенной в этой зоне продольной арматуре приложена посередине высоты верхней полки. Тогда

$$N_a = \frac{M}{h_0 - \frac{h_п}{2}}.$$

Полагая, что центр тяжести растянутой от действия внешних нагрузок арматуры расположен посередине высоты утолщения нижнего пояса балки, находим полезную высоту сечения

$$h_0 = 140 - \frac{34}{2} = 123 \text{ см}.$$

Отсюда

$$N_a = \frac{26\,279\,000}{123 - \frac{20}{2}} = 232\,500 \text{ кг}.$$

Необходимую площадь поперечного сечения арматуры определяем из условия

$$N_a \leqslant R_н F_a + R_a F_н.$$

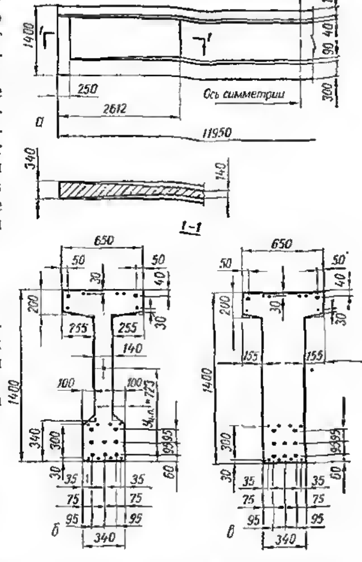


Рис. 12.6. *Опалубочные размеры балки и поперечные сечения балки с расположением арматуры:*

а — фасад; *б* — сечение посередине пролета; *в* — сечение по грани опоры.

Принимая по конструктивным соображениям ненапряженную арматуру в растянутой зоне 8 ⌀ 10 AIII ($F_a = 6{,}28$ *см*²), находим сечение напряженной арматуры

$$F_н = \frac{N_a - R_a F_a}{R_н} = \frac{232\,500 - 3400 \cdot 6{,}28}{4500} = 47{,}0 \text{ см}^2$$

(~ 6 ⌀ 32 AIIIв).

Как известно из практики проектирования предварительно напряженных конструкций, армированных стержневой арматурой, сечение последней, определяемое из условия трещиностойкости элемента, больше сечения арматуры, определенного из расчета на прочность, примерно на 25—30%. Поэтому принимаем сечение напряженной арматуры в растянутой от внешней нагрузки зоне 8 ⌀ 32 AIIIв ($F_н = 64{,}34$ *см*²). Напряженную арматуру в сжатой от внешней нагрузки зоне принимаем 2 ⌀ 25 AIIIв ($F'_н = 9{,}82$ *см*²), что составляет ~15% сечения растянутой арматуры. Кроме того, в сжатой зоне по конструктивным соображениям принимаем ненапряженную арматуру 6 ⌀ 10 AIII.

Принятые опалубочные размеры балки и поперечные сечения в пролете и по грани опоры показаны на рис. 12.6.

Определение геометрических характеристик сечений. *Сечение посередине пролета.*

Площадь сечения бетона

$$F = 2 \cdot 25{,}5 \cdot 20 + 14 \cdot 140 + 2 \cdot 10 \cdot 34 = 3660 \ см^2.$$

Арматура нижнего пояса балки

$$F_н = 64{,}34 \ см^2 \, (8 \varnothing 32 \, \text{АIIIв}); \quad F_а = 6{,}28 \ см^2 \, (8 \varnothing 10 \, \text{АIII}).$$

Арматура верхнего пояса

$$F'_н = 9{,}82 \ см^2 \, (2 \varnothing 25 \, \text{АIIIв}); \quad F'_а = 4{,}71 \ см^2 \, (6 \varnothing 10 \, \text{АIII}).$$

Площадь поперечного сечения всей арматуры

$$F_н + F_а + F'_н + F'_а = 64{,}34 + 6{,}28 + 9{,}82 + 4{,}71 = 85{,}15 \ см^2,$$

что от площади сечения бетона составляет

$$\mu = \frac{85{,}15}{3660} \cdot 100 = 2{,}32\% < 3\%.$$

Характеристики приведенного сечения определяем без учета ослабления сечения бетона арматурой.

По табл. 5.8 для арматуры класса АIIIв, АIII и бетона марки 500 коэффициент приведения $n = 5{,}3$.

Арматура нижнего пояса:

$$nF_н = 5{,}3 \cdot 64{,}34 = 341{,}0 \ см^2;$$

$$nF_а = 5{,}3 \cdot 6{,}28 = 33{,}15 \ см^2.$$

Расстояние от центра тяжести арматуры $F_н$ до нижней грани балки

$$a_н = 6 + \frac{24{,}13 \cdot 9{,}5 + 16{,}08 \cdot 9{,}5 \cdot 2}{64{,}34} = 14{,}3 \ см.$$

Расстояние от центра тяжести арматуры $F_а$ до нижней грани балки

$$a_а = 3 + \frac{30}{2} = 18{,}0 \ см.$$

Расстояние от центра тяжести арматуры $F_н$ и $F_а$ до нижней грани балки

$$a = \frac{341{,}0 \cdot 14{,}3 + 33{,}15 \cdot 18{,}0}{341 + 33{,}15} = 14{,}5 \ см.$$

Арматура верхнего пояса:

$$nF'_н = 5{,}3 \cdot 9{,}82 = 52{,}1 \ см^2;$$

$$nF'_а = 5{,}3 \cdot 4{,}71 = 25{,}0 \ см^2.$$

Расстояние от центра тяжести арматуры $F'_н$ до нижней грани балки

$$h - a'_н = 140 - 4 = 136 \ см.$$

Расстояние от центра тяжести арматуры $F'_а$ до нижней грани балки

$$h - a'_а = \frac{3{,}14\,(140 - 3) + 1{,}57\,(140 - 18 + 3)}{3{,}14 + 1{,}57} = 133{,}0 \ см.$$

Расстояние от центра тяжести арматуры $F'_н$ и $F'_а$ до нижней грани балки

$$h - a' = \frac{52{,}1 \cdot 136{,}0 + 25{,}0 \cdot 133{,}0}{52{,}1 + 25{,}0} = 135{,}2 \ см.$$

Приведенная площадь сечения

$$F_п = F + nF_н + nF_а + nF'_н + nF'_а = 3660 + 341{,}0 +$$
$$+ 33{,}15 + 52{,}1 + 25{,}0 = 4111{,}25 \ см^2.$$

Положение центра тяжести приведенного сечения. Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки

$$S_п = S + nS_н + nS_а + nS'_н + nS'_а = 2 \cdot 25{,}5 \cdot 20\,(140 - $$

$$-\frac{20}{2}) + 14 \cdot 140\frac{140}{2} + 2 \cdot 10 \cdot 34\frac{34}{2} + 341{,}0 \cdot 14{,}3 +$$

$$+ 33{,}15 \cdot 18{,}0 + 52{,}1 \cdot 136{,}0 + 25{,}0 \cdot 133{,}0 = 297\,480\ см^3;$$

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения

$$y_ц = \frac{S_п}{F_п} = \frac{297\,480}{4111{,}25} = 72{,}3\ см.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести арматуры нижнего пояса ($F_н$ и $F_а$)

$$y_{н\,п} = 72{,}3 - 14{,}5 = 57{,}8\ см.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести арматуры верхнего пояса ($F'_н$ и $F'_а$)

$$y_{в.п} = 135{,}2 - 72{,}3 = 62{,}9\ см.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через его центр тяжести,

$$I_п = I + nI_н + nI_а + nI_в + nI'_а = \frac{2 \cdot 25{,}5 \cdot 20^3}{12} + 2 \cdot 25{,}5 \cdot 20\,(140 -$$

$$-\frac{20}{2} - 72{,}3)^2 + \frac{14 \cdot 140^3}{12} + 14 \cdot 140\,(72{,}3 - \frac{140}{2})^2 + \frac{2 \cdot 10 \cdot 34^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 10 \cdot 34\,(72{,}3 - \frac{34}{2})^2 + 341{,}0\,(72{,}3 - 14{,}3)^2 + 33{,}15\,(72{,}3 - 18)^2 +$$

$$+ 52{,}1\,(136{,}0 - 72{,}3)^2 + 25{,}0\,(133 - 72{,}3)^2 = 10\,346\,800\ см^4.$$

Моменты сопротивления приведенного сечения:
для нижней грани балки

$$W_{0.н} = \frac{I_п}{y_ц} = \frac{10\,346\,800}{72{,}3} = 143\,200\ см^3;$$

для верхней грани балки

$$W_{0.в} = \frac{I_п}{h - y_ц} = \frac{10\,346\,800}{140 - 72{,}3} = 153\,000\ см^3.$$

Расстояния от центра тяжести приведенного сечения до ядровых точек:
верхней

$$r_{я.в} = \frac{W_{0.н}}{F_п} = \frac{143\,200}{4111{,}25} = 34{,}8\ см;$$

нижней

$$r_{я.н} = \frac{W_{0.в}}{F_п} = \frac{153\,000}{4111{,}25} = 37{,}2\ см.$$

Статический момент части приведенного сечения, расположенной выше центра тяжести, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения

$$S_п = 2 \cdot 25{,}5 \cdot 20\,(140 - \frac{20}{2} - 72{,}3) + 14\,(140 - 72{,}3) \cdot \frac{140 - 72{,}3}{2} +$$

$$+ 52{,}1\,(136 - 72{,}3) + 25{,}0\,(133 - 72{,}3) = 95\,940\ см^3.$$

Статический момент приведенного сечения полки относительно центра тяжести приведенного сечения балки

$$S_п = (2 \cdot 25{,}5 + 14)\,20\,(140 - \frac{20}{2} - 72{,}3) + 52{,}1\,(136 - 72{,}3) +$$

$$+ 25{,}0\,(133 - 72{,}3) = 79\,940\ см^3.$$

Момент сопротивления для растянутой грани с учетом неупругих свойств растянутого бетона:

расстояние от нижней грани балки (крайнего растянутого волокна) до нулевой линии

$$h - x = \frac{S_{св} + S_{реб} + nS_{н} + nS_{а} + nS'_{н} + nS'_{а}}{F_{св} + F_{реб} + 0{,}5F_{уш} + nF_{н} + nF_{а} + nF'_{н} + nF'_{а}} =$$

$$= \frac{2 \cdot 25{,}5 \cdot 20\,(140 - \frac{20}{2}) + 14 \cdot 140\,\frac{140}{2} + 341{,}0 \cdot 14{,}3}{2 \cdot 25{,}5 \cdot 20 + 14 \cdot 140 + 0{,}5 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 34 + 341{,}0 + 33{,}15 + 52{,}1 + 25{,}0} +$$

$$+ \frac{33{,}15 \cdot 18 + 52{,}1 \cdot 136 + 25{,}0 \cdot 133}{2 \cdot 25{,}5 \cdot 20 + 14 \cdot 140 + 0{,}5 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 34 + 341{,}0 + 33{,}15 + 52{,}1 + 25{,}0} = 75{,}9 \text{ см};$$

$$W_{т} = \frac{2}{h - x}\,(I_{б.с} + nI_{а.о} + nI'_{а.о} + nI_{н.о} + nI'_{н.о}) +$$

$$+ S_{б.р} = \frac{2}{75{,}9}\,[2 \cdot \frac{25{,}5 \cdot 20^3}{12} + 2 \cdot 25{,}5 \cdot 20(140 - \frac{20}{2} - 75{,}9)^2 + \frac{14\,(140 - 75{,}9)^3}{3} +$$

$$+ 33{,}15\,(75{,}9 - 18)^2 + 25\,(133 - 75{,}9)^2 + 341{,}0\,(75{,}9 - 14{,}3)^2 +$$

$$+ 52{,}1\,(136 - 75{,}9)^2] + 14 \cdot 75{,}9\,\frac{75{,}9}{2} + 2 \cdot 10 \cdot 34\,(75{,}9 - \frac{34}{2}) = 235\,550 \text{ см}^3.$$

Сечение по грани опоры. Сечение по грани опоры отличается от сечения посередине пролета только шириной сечения в пределах стенки; арматура та же. При определении геометрических характеристик сечения по грани опоры данные по арматуре принимаем по сечению посередине пролета.

Приведенная площадь сечения

$$F_{п} = 2 \cdot 15{,}5 \cdot 20 + 34 \cdot 140 + 341{,}0 + 33{,}15 + 52{,}1 + 25{,}0 = 5831{,}25 \text{ см}^2.$$

Положение центра тяжести приведенного сечения:

статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки

$$S_{п} = 2 \cdot 15{,}5 \cdot 20\,(140 - \frac{20}{2}) + 34 \cdot 140\,\frac{140}{2} + 341{,}0 \cdot 14{,}3 +$$

$$+ 33{,}15 \cdot 18{,}0 + 52{,}1 \cdot 136{,}0 + 25{,}0 \cdot 133{,}0 = 429\,510 \text{ см}^3;$$

расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения

$$y_{ц} = \frac{429\,510}{5831{,}25} = 73{,}7 \text{ см};$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести арматуры нижнего пояса ($F_{н}$ и $F_{а}$)

$$y_{н.п} = 73{,}7 - 14{,}5 = 59{,}2 \text{ см};$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести арматуры верхнего пояса ($F'_{н}$ и $F'_{а}$)

$$y_{в.п} = 135{,}2 - 73{,}7 = 61{,}5 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через его центр тяжести,

$$I_{п} = \frac{2 \cdot 15{,}5 \cdot 20^3}{12} + 2 \cdot 15{,}5 \cdot 20\,(140 - \frac{20}{2} - 73{,}7)^2 +$$

$$+ \frac{34 \cdot 140^3}{12} + 34 \cdot 140\,(73{,}7 - \frac{140}{2})^2 + 341{,}0\,(73{,}7 - 14{,}3)^2 +$$

$$+ 33{,}15\,(73{,}7 - 18)^2 + 52{,}1\,(136 - 73{,}7)^2 + 25{,}0\,(133 - 73{,}7)^2 =$$

$$= 11\,414\,100 \text{ см}^4.$$

Статический момент части приведенного сечения, расположенной выше его центра тяжести, относительно оси, проходящей через центр тяжести при-

веденного сечения

$$S_в = 2 \cdot 15{,}5 \cdot 20\left(140 - \frac{20}{2} - 73{,}7\right) + 34\,(140 - 73{,}7) \cdot \frac{140 - 73{,}7}{2} +$$
$$+ 52{,}1\,(136 - 73{,}7) + 25{,}0\,(133 - 73{,}7) = 114\,378 \ см^3.$$

Статический момент приведенного сечения полки относительно центра тяжести приведенного сечения балки

$$S_п = (2 \cdot 15{,}5 + 34)\,20\left(140 - \frac{20}{2} - 73{,}7\right) + 52{,}1\,(136 - 73{,}7) +$$
$$+ 25\,(133 - 73{,}7) = 77\,978 \ см^3.$$

Определение потерь предварительного напряжения в напрягаемой арматуре. С целью компенсации потерь напряжения от температурного перепада между натянутой арматурой и устройствами, воспринимающими усилия ее натяжения, величину предварительного напряжения арматуры без учета потерь принимаем равной

$$\sigma_0 = R_а^н = 5500 \ кг/см^2.$$

Сечение посередине пролета. Первые потери, происходящие до окончания обжатия бетона. При принятой технологии изготовления (с натяжением арматуры на упоры стенда) для стержневой арматуры класса А-IIIв потери от деформации анкеров и от релаксации напряжений равны нулю. Потери от изменения разности температур натянутой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения, равны

$$\sigma_п = 20\Delta t = 20 \cdot 40 = 800 \ кг/см^2.$$

Следовательно, первые потери, происходящие до окончания обжатия бетона, равны

$$\sigma_{п1} = 800 \ кг/см^2.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$N_{01} = (\sigma_0 - \sigma_{п1})\,(F_н + F_н') = (5500 - 800)\,(64{,}34 + 9{,}82) = 348000 кг = 348{,}0 \ т.$$

Эксцентриситет усилия N_{01} относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{01} = \frac{(\sigma_0 - \sigma_{п1})\,(F_н y_н - F_н' y_н')}{N_{01}} = \frac{(5500 - 800)\,[64{,}34\,(72{,}3 - 14{,}3) - 9{,}82\,(136 - 72{,}3)]}{348\,000} =$$
$$= 41{,}9 \ см.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры нижнего пояса

$$\sigma_б = \frac{N_{01}}{F_п} + \frac{N_{01} e_{01}}{I_п} y_{н.п} = \frac{348\,000}{4111{,}25} + \frac{348\,000 \cdot 41{,}9}{10\,346\,800} 57{,}8 = 84{,}6 + 81{,}7 =$$
$$= 166{,}3 \ кг/см^2.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры верхнего пояса

$$\sigma_б = \frac{N_{01}}{F_п} - \frac{N_{01} e_{01}}{I_п} y_{в.п} = \frac{348\,000}{4111{,}25} - \frac{348\,000 \cdot 41{,}9}{10\,346\,800} 62{,}9 = 84{,}6 - 88{,}9 =$$
$$= -4{,}3 \ кг/см^2 \ (растяжение).$$

Вторые потери, происходящие после обжатия бетона:

от усадки бетона

$$\sigma_п = 400 \ кг/см^2;$$

от ползучести бетона в арматуре нижнего пояса при $k_1 = 1{,}0$; $k_2 = 0{,}8$ и $\sigma_б = 166{,}3 < 0{,}5R_0 = 0{,}5 \cdot 500 = 250$ $кг/см^2$ (см. табл. 5.5)

$$\sigma_п = \frac{k_1 k_2 E_а R}{E_б R_0}\sigma_б = \frac{1{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 500}{3{,}8 \cdot 10^5 \cdot 500} \cdot 166{,}3 = 700 \ кг/см^2.$$

В арматуре верхнего пояса потери от ползучести бетона принимаем равными нулю, так как в бетоне верхней зоны сечения возникают растягивающие напряжения.

Суммарные потери от усадки и ползучести бетона:
в арматуре нижнего пояса

$$\sigma_{п2} = 400 + 700 = 1100 \text{ кг/см}^2;$$

в арматуре верхнего пояса

$$\sigma'_{п2} = 400 \text{ кг/см}^2.$$

Предварительное напряжение в арматуре с учетом первых потерь и потерь от усадки и ползучести бетона:
в арматуре нижнего пояса

$$\sigma_{02} = 5500 - 800 - 1100 = 3600 \text{ кг/см}^2;$$

в арматуре верхнего пояса

$$\sigma'_{02} = 5500 - 800 - 400 = 4300 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения в ненапряженной арматуре принимаем равными суммарным потерям напряжения от усадки и ползучести бетона.

Усилие предварительного обжатия с учетом всех вычисленных потерь и напряжений в ненапряженной арматуре

$$N_{02} = \sigma_{02}F_н + \sigma'_{02}F'_н - \sigma_аF_а - \sigma'_аF'_а = 3600 \cdot 64{,}34 + 4300 \cdot 9{,}82 - 1100 \cdot 6{,}28 - 400 \cdot 4{,}71 = 264\,960 \text{ кг} = 264{,}96 \text{ т}.$$

Эксцентриситет приложения силы N_{02} относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{02} = \frac{\sigma_{02}F_нy_н + \sigma'_аF'_аy'_а - \sigma_{02}F'_нy'_н - \sigma_аF_аy_а}{N_{02}} = \frac{3600 \cdot 64{,}34 \cdot 58{,}0 + 400 \cdot 4{,}71 \cdot 60{,}7 - 4300 \cdot 9{,}82 \cdot 63{,}7 - 1100 \cdot 6{,}28 \cdot 54{,}3}{264\,960} = 39{,}6 \text{ см}.$$

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры нижнего пояса

$$\sigma_б = \frac{264\,960}{4111{,}25} + \frac{264\,960 \cdot 39{,}6}{10\,346\,800} 58{,}0 = 64{,}4 + 58{,}6 = 123{,}0 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры верхнего пояса

$$\sigma_б = \frac{264\,960}{4111{,}25} - \frac{254\,960 \cdot 39{,}6}{10\,346\,800}(136{,}0 - 72{,}3) = 64{,}4 - 64{,}6 = -0{,}2 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение)}.$$

Потери от воздействия многократно повторяющейся нагрузки (в арматуре нижнего пояса)

$$\sigma_п = 600\frac{\sigma_б}{R'_б},$$

где $R'_б = R_и k_{рб} = 250 \cdot 0{,}75 = 187{,}5$ кг/см² (значение $k_{рб}$ принято по минимальному значению $\rho \leqslant 0{,}1$);

$$\sigma_п = 600\frac{123{,}0}{187{,}5} = 393 \text{ кг/см}^2.$$

Предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь:
в арматуре нижнего пояса

$$\sigma_{03} = 5500 - 800 - 1100 - 393 = 3207 \text{ кг/см}^2;$$

в арматуре верхнего пояса

$$\sigma_{03}' = 5500 - 800 - 400 = 4300 \ кг/см^2.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь

$$N_{03} = 3207 \cdot 64{,}34 + 4300 \cdot 9{,}82 - 1100 \cdot 6{,}28 - 400 \cdot 4{,}71 =$$
$$= 239\,770 \ кг = 239{,}77 \ т.$$

Эксцентриситет приложения силы N_{03} относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{03} = \frac{\sigma_{03}F_н y_н + \sigma_а' F_а' y_а' - \sigma_{03}' F_н' y_н' - \sigma_а F_а y_а}{N_{03}} =$$
$$= \frac{3207 \cdot 64{,}34 \cdot 58{,}0 + 400 \cdot 4{,}71 \cdot 60{,}7 - 4300 \cdot 9{,}82 \cdot 63{,}7 - 1100 \cdot 6{,}28 \cdot 54{,}3}{239\,770} =$$
$$= 37{,}6 \ см.$$

Сечение по грани опоры. Сечение по грани опоры отстоит от торца балки на $l_x = 22{,}5$ *см*. Длину зоны анкеровки стержневой арматуры принимаем равной

$$l_{ан} = 15d = 15 \cdot 3{,}2 = 48{,}0 \ см.$$

Так как передача усилия от арматуры на бетон происходит за счет сцепления, величину усилия предварительного натяжения в сечении по грани опоры определяем с учетом длины зоны анкеровки, т. е. с коэффициентом уменьшения, равным

$$\frac{l_x}{l_{ан}} = \frac{22{,}5}{48{,}0} \cong 0{,}47.$$

Первые потери напряжения в арматуре такие же, как в сечении посередине пролета:

$$\sigma_{пI} = 800 \ кг/см^2.$$

Отсюда усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$N_{0I} = 348{,}0 \cdot 0{,}47 = 163{,}5 \ т.$$

Эксцентриситет усилия N_{0I} относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{0I} = \frac{0{,}47\,(5500 - 800)\,[64{,}34\,(73{,}7 - 14{,}3) - 9{,}82\,(136 - 73{,}7)]}{163\,500} = 43{,}3 \ см.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры нижнего пояса

$$\sigma_б = \frac{163\,500}{5831{,}25} + \frac{163\,500 \cdot 43{,}3}{11\,414\,100} \cdot 59{,}2 = 28{,}0 + 36{,}8 = 64{,}8 \ кг/см^2.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры верхнего пояса

$$\sigma_б = \frac{163\,500}{5831{,}25} - \frac{163\,500 \cdot 43{,}3}{11\,414\,100}\, 61{,}5 = 28{,}0 - 38{,}2 = -10{,}2 \ кг/см^2 \ (растяжение).$$

Вторые потери напряжения в арматуре:
от усадки бетона

$$\sigma_п = 400 \ кг/см^2;$$

от ползучести бетона в арматуре нижнего пояса

$$\sigma_п = \frac{1{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 500}{3{,}8 \cdot 10^5 \cdot 500} \cdot 64{,}8 = 272 \ кг/см^2.$$

В арматуре верхнего пояса потери от ползучести бетона принимаем равными нулю.

Суммарные потери от усадки и ползучести бетона:
в арматуре нижнего пояса

$$\sigma_{п2} = 400 + 272 = 672\ кг/см^2;$$

в арматуре верхнего пояса

$$\sigma'_{п2} = 400\ кг/см^2.$$

Предварительное напряжение в арматуре с учетом первых потерь и потерь от усадки и ползучести бетона:
в арматуре нижнего пояса

$$\sigma_{02} = 5500 - 800 - 672 = 4028\ кг/см^2;$$

в арматуре верхнего пояса

$$\sigma'_{02} = 5500 - 800 - 400 = 4300\ кг/см^2.$$

Напряжения в ненапряженной арматуре принимаем равными суммарным потерям напряжения от усадки и ползучести бетона.

Усилие предварительного обжатия с учетом всех вычисленных потерь и напряжений в ненапряженной арматуре

$$N_{02} = (4028 \cdot 64{,}34 + 4300 \cdot 9{,}82 - 672 \cdot 6{,}28 - 400 \cdot 4{,}71)\, 0{,}47 =$$
$$= 139\,000\ кг = 139{,}0\ т.$$

Эксцентриситет приложения силы N_{02} относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{02} = \frac{(4028 \cdot 64{,}34 \cdot 59{,}4 + 400 \cdot 4{,}71 \cdot 59{,}3 - 4300 \cdot 9{,}82 \cdot 62{,}3 - 1100 \cdot 6{,}28 \cdot 55{,}7)\, 0{,}47}{139\,000} =$$
$$= 42{,}3\ см.$$

Проверка прочности нормального сечения посередине пролета на усилия, действующие в вертикальной плоскости в стадии эксплуатации. Проверку производим в соответствии с алгоритмом табл. 5.13. Предварительно вычисляем входящие в формулы алгоритма величины: рабочую высоту сечения

$$h_0 = 140 - 14{,}5 = 125{,}5\ см$$

и величину напряжения, с которым вводится в расчет напряженная арматура, расположенная в сжатой от действия внешних усилий зоне ($F'_н$),

$$\sigma'_c = 3600 - m_т \sigma'_{02} = 3600 - 1{,}1 \cdot 4300 = -1130\ кг/см^2,$$

где $m_т$ — коэффициент точности предварительного натяжения, принятый равным 1,1 (см. табл. 5.3).

Проверяем условие (5.44)

$$R_a F_a + R_a F_н = 3400 \cdot 6{,}28 + 4500 \cdot 64{,}34 = 310\,850\ кг <$$
$$< R_н b'_п h'_п + R_{а.с} F'_а + \sigma'_c F'_н = 250 \cdot 65 \cdot 20 + 3400 \cdot 4{,}71 +$$
$$+ (-1130)\, 9{,}82 = 329\,900\ кг.$$

Условие не удовлетворяется — расчет ведем по алгоритму, приведенному в табл. 5.11 как для прямоугольного сечения с шириной $b'_п = 65\ см$.

$$\alpha = \frac{R_н F_а + R_а F'_н - R_{а.с} F'_а - \sigma'_c F'_н}{R_н b'_п h_0} =$$
$$= \frac{3400 \cdot 6{,}28 + 4500 \cdot 64{,}34 - 3400 \cdot 4{,}71 - (-1130)\, 9{,}82}{250 \cdot 65 \cdot 125{,}5} = 0{,}150.$$

Так как $\alpha = 0{,}150 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2\,(140 - 133)}{125{,}5} \cong 0{,}112$, переходим к п. 8. Так как $\alpha = 0{,}150 < \alpha_{max} = 0{,}45$ (см. табл. 4.7), переходим к п. 9. По табл. 4.6 в зависимости от $\alpha = 0{,}150$ находим $A_0 = 0{,}139$.

Несущая способность сечения

$$[M] = A_0 R_н b_п h_0^2 + R_{а.с} F'_а (h_0 - a') + \sigma'_с F'_н (h_0 - a'_н) = 0{,}139 \cdot 250 \cdot 65 \times$$
$$\times 125{,}5^2 + 3400 \cdot 4{,}71 [125{,}5 - (140 - 133)] + (-1130) \cdot 9{,}82 \times$$
$$\times [125{,}5 - (140 - 136)] = 36\,150\,000 \; кг \cdot см = 361{,}50 \; т \cdot м > M =$$
$$= 262{,}79 \; т \cdot м.$$

Следовательно, прочность сечения достаточна.

Проверка по образованию трещин в нормальном сечении посередине пролета на усилия в стадии эксплуатации. Усилие обжатия с учетом коэффициента точности натяжения $m_т = 0{,}9$

$$N_0 = m_т (\sigma_{02} F_н + \sigma'_{02} F'_н) - \sigma_а F_а - \sigma'_а F'_а = 0{,}9 (3600 \cdot 64{,}34 + 4300 \cdot 9{,}82) -$$
$$- 1100 \cdot 6{,}28 - 400 \cdot 4{,}71 = 237\,580 \; кг = 237{,}58 \; т.$$

Момент трещинообразования

$$M_т = R_т W_т + N_0 (e_0 + r_я) = 19{,}5 \cdot 235\,550 + 237\,580 (39{,}6 + 34{,}8) =$$
$$= 22\,240\,000 \; кг \cdot см = 222{,}4 \; т \cdot м > M^н = 220{,}4 \; т \cdot м.$$

Следовательно, трещиностойкость сечения обеспечена.

Проверка на выносливость и по образованию трещин в нормальном сечении посередине пролета с учетом влияния многократно повторяющейся нагрузки. Проверяем выносливость арматуры, растянутой от действия внешней нагрузки. Определяем предварительное напряжение $\sigma_н$ в арматуре $F_н$ с учетом действия усилия предварительного обжатия в соответствии с формулой (5.11), принимая коэффициент n по табл. 1.32 для марки бетона 500 равным $n' = 10$:

$$\sigma_н = \sigma_{03} - n' \left(\frac{N_{03}}{F_п} + \frac{N_{03} e_{03} y_н}{I_п} \right) = 3207 - 10 \left[\frac{239\,770}{4111{,}25} + \right.$$
$$\left. + \frac{239\,770 \cdot 37{,}6 (72{,}3 - 14{,}3)}{10\,346\,800} \right] = 2121 \; кг/см^2.$$

Определяем напряжение в арматуре от внешней нагрузки в соответствии с формулой (5.14):

при действии наибольшей внешней нагрузки (постоянная и один кран)

$$\sigma_{а.в.макс} = n' \frac{M_{макс}}{I_п} y_н = 10 \frac{14\,115\,000}{10\,346\,800} (72{,}3 - 14{,}3) = 793 \; кг/см^2;$$

при действии наименьшей внешней нагрузки (только постоянная)

$$\sigma_{а.в.мин} = n' \frac{M_{мин}}{I_п} y_н = 10 \frac{1\,690\,000}{10\,346\,800} (72{,}3 - 14{,}3) = 98 \; кг/см^2.$$

Суммарные напряжения в арматуре:

при действии наибольшей внешней нагрузки

$$\sigma_{а.макс} = \sigma_н + \sigma_{а.в.макс} = 2121 + 793 = 2914 \; кг/см^2;$$

при действии наименьшей внешней нагрузки

$$\sigma_{а.мин} = \sigma_н + \sigma_{а.в.мин} = 2121 + 98 = 2219 \; кг/см^2.$$

Определяем характеристику цикла напряжений в арматуре по формуле (6.3)

$$\rho_а = \frac{\sigma_{а.мин}}{\sigma_{а.макс}} = \frac{2219}{2914} = 0{,}76.$$

По табл. 1.30 при $\rho_а = 0{,}76$ находим $k_{\rho а} = 0{,}92$.

Определяем расчетное сопротивление арматуры при расчете на выносливость и проверяем выполнение условия (6.7):

$$R'_а = k_{\rho а} R_а = 0{,}92 \cdot 4500 = 4\,140 > \sigma_{а.макс} = 2914 \; кг/см^2.$$

Следовательно, выносливость арматуры обеспечена.

Проверяем выносливость бетона, сжатого от действия внешней нагрузки. Определяем наибольшие и наименьшие напряжения $\sigma_{б.макс}$ и $\sigma_{б.мин}$ в верхнем краевом волокне бетона. Для этого предварительно вычисляем:
напряжения в бетоне от действия усилия предварительного обжатия

$$\sigma_{б.в} = \frac{N_{03}}{F_п} - \frac{N_{03}e_{03}}{I_п}(h - y_ц) = \frac{239\,770}{4111{,}25} - \frac{239\,770 \cdot 37{,}6}{10\,346\,800} \cdot (140 - 72{,}3) =$$
$$= 58{,}25 - 59{,}0 = -0{,}75 \text{ кг/см}^2;$$

напряжение в бетоне при действии наибольшей внешней нагрузки

$$\sigma_{б.в.макс} = \frac{M_{макс}}{I_п}(h - y_ц) = \frac{14\,115\,000}{10\,346\,800}(140 - 72{,}3) = 92{,}3 \text{ кг/см}^2;$$

напряжение в бетоне при действии наименьшей внешней нагрузки

$$\sigma_{б.в.мин} = \frac{1\,690\,000}{10\,346\,800}(140 - 72{,}3) = 11{,}05 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарные напряжения в бетоне:
при действии наибольшей внешней нагрузки

$$\sigma_{б.макс} = -0{,}75 + 92{,}3 = 91{,}55 \text{ кг/см}^2;$$

при действии наименьшей внешней нагрузки

$$\sigma_{б.мин} = -0{,}75 + 11{,}05 = 10{,}3 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем характеристику цикла напряжений в бетоне по формуле (6.1)

$$\rho_б = \frac{\sigma_{б.мин}}{\sigma_{б.макс}} = \frac{10{,}3}{91{,}55} \cong 0{,}1.$$

По табл. 1.26 при $\rho_б = 0{,}1$ находим $k_{рб} = 0{,}75$.

Определяем расчетное сопротивление бетона при расчете на выносливость и проверяем выполнение условия (6.5)

$$R'_и = R_и k_{рб} = 250 \cdot 0{,}75 = 187{,}5 \text{ кг/см}^2 > \sigma_{б.макс} = 91{,}55 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, выносливость сжатого бетона обеспечена.

Проверяем возможность образования трещин в бетоне, растянутом от действия внешней нагрузки. Для этого определяем наибольшие напряжения $\sigma_{б.макс}$ в нижнем краевом волокне бетона:
от усилия предварительного обжатия

$$\sigma_{б.н} = \frac{N_{03}}{F_п} + \frac{N_{03}e_{03}}{I_п} y_ц = \frac{239\,770}{4111{,}25} + \frac{239\,770 \cdot 37{,}6}{10\,346\,800} \cdot 72{,}3 = 58{,}25 + 62{,}9 =$$
$$= 121{,}15 \text{ кг/см}^2;$$

от действия наибольшей внешней нагрузки

$$\sigma_{б.н.макс} = -\frac{M_{макс}}{I_п} y_ц = -\frac{14\,115\,000}{10\,346\,800} \cdot 72{,}3 = -98{,}5 \text{ кг/см}^2.$$

Так как растягивающие напряжения от действия наибольшей внешней нагрузки оказались меньше напряжений от усилия предварительного обжатия ($\sigma_{б.н.макс} = 98{,}5 < \sigma_{б.н} = 121{,}15$ кг/см²), то растягивающих напряжений в нижнем краевом волокне не возникает и, следовательно, необходимост проверки по образованию трещин отпадает.

Проверка прочности наклонных сечений по поперечной силе в стадии эксплуатации. Проверяем необходимость расчета прочности наклонных сечений по поперечной силе из условия (4.32):
для сечения посередине пролета, где $Q = 33{,}92$ *т*, (см. рис. 12.7)

$$R_р b h_0 = 14 \cdot 14 \cdot 125{,}5 = 24\,600 \text{ кг} = 24{,}6 \text{ т} < Q = 33{,}92 \text{ т}$$

для сечения по грани опоры

$$R_р b h_0 = 14 \cdot 34 \cdot 125{,}5 = 59\,700 \text{ кг} = 59{,}7 \text{ т} < Q_0 = 106{,}12 \text{ т}.$$

Условие не удовлетворяется для обоих сечений, следовательно, расчет наклонных сечений необходим по всей длине балки.

Принимаем поперечную арматуру из стержней ⌀ 10 *мм* класса А-III в два ряда ($n = 2$) с шагом 150 *мм* на приопорных участках балки и 250 *мм* в средней части пролета

$$F_x = nf_x = 2 \cdot 0{,}785 = 1{,}57\ см^2.$$

Предельное усилие в поперечных стержнях на единицу длины балки:

при шаге поперечных стержней 250 *мм*

$$q_x = \frac{R_{a.x}F_x}{u} = \frac{2700 \cdot 1{,}57}{25} = 170\ кг/см,$$

при шаге поперечных стержней 150 *мм*

$$q_x = \frac{2700 \cdot 1{,}57}{15} = 283\ кг/см.$$

Рис. 12.7. К определению поперечной силы в сечении по грани опоры. В скобках — величины усилий от нормативной нагрузки.

Определяем границы участка, на котором достаточен шаг поперечных стержней 250 *мм*. Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями в невыгоднейшем наклонном сечении балки в средней части пролета (при толщине стенки $b = 14{,}0$ *см*)

$$Q_{x.б} = \sqrt{0{,}6R_{и}bh_0^2q_x} - q_xu = \sqrt{0.6 \cdot 250 \cdot 14 \cdot 125{,}5^2 \cdot 170} - 170 \cdot 25 =$$

$$= 70\,750\ кг = 70{,}75\ т.$$

По огибающей эпюре поперечных сил (рис. 12.7) находим сечение, в котором максимальная поперечная сила равна 70,75 *т*.

$$106{,}12 - \frac{106{,}12 - 19{,}53}{7{,}05}x = 70{,}75\ т,$$

откуда $x = 2{,}87\ м > 2{,}50\ м$, т. е. сечение находится в пределах постоянной толщины стенки $b = 14{,}0$ *см*, что было принято нами при определении $Q_{x.б}$.

Проверяем достаточность принятого сечения поперечных стержней на приопорных участках (т. е. при шаге $u = 150$ *мм*).

Длина проекции невыгоднейшего сечения, проходящего через грань опоры балки, определенная по толщине стенки в начале наклонного сечения,

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15R_{и}bh_0^2}{q_x}} = \sqrt{\frac{0{,}15 \cdot 250 \cdot 34 \cdot 125{,}5^2}{283}} = 266\ см > 250\ см,$$

т. е. сечение заканчивается за пределами утолщения стенки, где толщина равна 14,0 *см*. Поэтому вычисляем длину проекции невыгоднейшего сечения по толщине стенки $b = 14{,}0$ *см*

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15 \cdot 250 \cdot 14 \cdot 125{,}5^2}{283}} = 172\ см < 250\ см.$$

Принимаем длину проекции невыгоднейшего сечения равной расстоянию от начала наклонного сечения (от опоры) до начала участка, где толщина стенки остается постоянной (250 *см*) с округлением ее до величины, кратной шагу поперечных стержней,

$$c_0 = 255\ см.$$

Предельную поперечную силу, которую может нести невыгоднейшее наклонное сечение при принятом армировании, вычисляем по формуле

$$Q = Q_x + Q_б = q_x(c_0 - u) + \frac{0{,}15R_{и}bh_0^2}{c_0},$$

где b — толщина стенки в месте окончания сечения;

$$Q = 283(255-15) + \frac{0{,}15 \cdot 250 \cdot 14 \cdot 125{,}5^2}{255} = 100\,500\ кг = 100{,}5\ т <$$

$$< Q_0 = 106{,}12\ т.$$

Несущая способность сечения несколько меньше (~5%) расчетной величины поперечной силы. Но учитывая, что поперечная сила вычислена по оси опоры, а не по грани, а также наличие в сечении неучтенной в расчете поперечной арматуры (каркас К-5 *см.* рис. 12.9), считаем, что принятое сечение поперечной арматуры достаточно.

Проверка по образованию трещин в наклонных сечениях в стадии эксплуатации. Проверку трещиностойкости наклонных сечений производим в тех же сечениях, в которых производилась проверка прочности, на уровне центра тяжести приведенного сечения.

Аналогично предыдущему определяем значения поперечных сил в расчетных сечениях:

$$Q^{н}_{гр.оп} \cong Q^{н}_{оп} = 81{,}35\ т;$$

$$Q^{н}_{2,5} = 81{,}35 - \frac{81{,}35 - 14{,}60}{7{,}05} \cdot 2{,}5 = 57{,}65\ т.$$

Сечение по грани опоры. Напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения:

в соответствии с формулой (5.10), с учетом точности натяжения $m_т = 0{,}9$

$$\sigma_x = \frac{m_т(\sigma_{02}F_н + \sigma'_{02}F'_н) - \sigma_a F_a - \sigma'_a F'_a}{F_п} =$$

$$= \frac{[0{,}9(4028 \cdot 64{,}34 + 4300 \cdot 9{,}82) - 672 \cdot 6{,}28 - 400 \cdot 4{,}71]\,0{,}47}{5831{,}25} = 21{,}4\ кг/см^2\ (сжатие).$$

в соответствии с формулой (5.21) $\sigma_y = 0$ (поперечная напрягаемая арматура отсутствует, а продольная напрягаемая арматура не отгибается);

по формуле (5.24)

$$\tau = \frac{QS_п}{I_п b} = \frac{81\,350 \cdot 114\,378}{11\,414\,100 \cdot 34} = 24{,}0\ кг/см^2;$$

по формуле (5.20)

$$\sigma_{гр} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = -\frac{21{,}4}{2} + \sqrt{\left(-\frac{21{,}4}{2}\right)^2 + 24{,}0^2} =$$

$$= 15{,}5\ кг/см^2 < R_т = 19{,}5\ кг/см^2.$$

Сечение на расстоянии 2,5 м от оси опирания. Напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения:

$$\sigma_x = \frac{0{,}9(3600 \cdot 64{,}34 + 4300 \cdot 9{,}82) - 1100 \cdot 6{,}28 - 400 \cdot 4{,}71}{4111{,}25} = 57{,}8\ кг/см^2\ (сжатие);$$

$$\sigma_y = 0;$$

$$\tau = \frac{57\,650 \cdot 95\,940}{10\,346\,800 \cdot 14} = 38{,}2\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{гр} = -\frac{57{,}8}{2} + \sqrt{\left(-\frac{57{,}8}{2}\right)^2 + 38{,}2^2} = 18{,}9\ кг/см^2 < 19{,}5\ кг/см^2.$$

Трещиностойкость наклонных сечений обеспечена.

Проверка по образованию трещин в наклонных сечениях с учетом влияния многократно повторяющейся нагрузки. Ограничиваемся проверкой главных растягивающих напряжений только в сечении на расстоянии 2,5 *м* от оси опоры, так как расчет по образованию трещин без учета влияния многократно повторяющейся нагрузки показал, что в данном случае сечение по грани опоры является менее опасным. Проверку напряжений производим

на уровне центра тяжести приведенного сечения и на уровне примыкания верхней полки к ребру при невыгоднейшем расположении одного крана.

Определяем изгибающие моменты и поперечные силы в рассматриваемом сечении:

при отсутствии крана:

$$M_{мин} = c_n g l_р^2 = 0{,}083 \cdot 0{,}98 \cdot 11{,}75^2 = 11{,}25\ m \cdot м;$$

$$Q_{мин} = \frac{Q_п - Q_в}{0{,}6 l_р} \cdot (0{,}6 l_р - 2{,}5) + Q_в = \frac{5{,}75 + 1{,}15}{7{,}05} \cdot 4{,}55 - 1{,}15 = 3{,}31\ m,$$

где $c_n = 0{,}083$ определено по табл. 14.27;

при наличии крана:

$$M_{макс} = M_{мин} + m_n k P_{макс} l_р = 11{,}25 + 0{,}726 \cdot 0{,}306 \cdot 31{,}5 \cdot 11{,}75 = 93{,}55\ m \cdot м;$$

$$Q_{макс} = \frac{Q_0 - Q_б}{0{,}6 l_р} \cdot (0{,}6 l_р - 2{,}5) + Q_б = \frac{60{,}09 - 12{,}71}{7{,}05}(7{,}05 - 2{,}5) + 12{,}71 = 43{,}29\ m,$$

где $m_n = 0{,}726$ и $k = 0{,}306$ определены по табл. 14.28.

Проверяем трещиностойкость на уровне центра тяжести приведенного сечения.

Скалывающие напряжения в бетоне равны:

$$\tau_{макс} = \frac{Q_{макс} S_п}{I_п b} = \frac{43\,290 \cdot 95\,940}{10\,346\,800 \cdot 14} = 28{,}65\ кг/см^2;$$

$$\tau_{мин} = \frac{Q_{мин} S_п}{I_п b} = \frac{3310 \cdot 95\,940}{10\,346\,800 \cdot 14} = 2{,}19\ кг/см^2.$$

Нормальные напряжения в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения не зависят от внешней нагрузки и равны

$$\sigma_{б.макс} = \sigma_{б.мин} = \frac{m_т N_{03}}{F_п} = \frac{0{,}9 \cdot 239\,770}{4111{,}25} = 52{,}4\ кг/см^2.$$

Определяем наибольшие и наименьшие главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{г.р.макс} = \frac{\sigma_{б.макс}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{б.макс}}{2}\right)^2 + \tau_{макс}^2} = -\frac{52{,}4}{2} + \sqrt{\left(-\frac{52{,}4}{2}\right)^2 + 28{,}65^2} = 12{,}6\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{г.р.мин} = \frac{\sigma_{б.мин}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{б.мин}}{2}\right)^2 + \tau_{мин}^2} = -\frac{52{,}4}{2} + \sqrt{\left(-\frac{52{,}4}{2}\right)^2 + 2{,}19^2} = 0{,}1\ кг/см^2.$$

Характеристика цикла напряжений в бетоне равна

$$\rho_б = \frac{\sigma_{г.р.мин}}{\sigma_{г.р.макс}} = \frac{0{,}1}{12{,}6} < 0{,}1.$$

По табл. 1.26 при $\rho_б < 0{,}1$ находим $k_{\rho б} = 0{,}75$.

Определяем расчетное сопротивление бетона $R_т'$ и проверяем условие (6.12).

$$R_т' = k_{\rho б} R_т = 0{,}75 \cdot 19{,}5 = 14{,}6\ кг/см^2 > \sigma_{г.р\,макс} = 12{,}6\ кг/см^2.$$

Следовательно, трещиностойкость на уровне центра тяжести сечения обеспечена.

Проверяем трещиностойкость на уровне примыкания верхней полки к ребру.

Скалывающие напряжения в бетоне:

$$\tau_{макс} = \frac{Q_{макс}S_п}{I_п b} = \frac{43\,290 \cdot 79\,940}{10\,346\,800 \cdot 14} = 23{,}9\ кг/см^2;$$

$$\tau_{мин} = \frac{Q_{мин}S_п}{I_п b} = \frac{3310 \cdot 79\,940}{10\,346\,800 \cdot 14} = 1{,}83\ кг/см^2.$$

Нормальные напряжения в бетоне:

$$\sigma_{б.макс} = \sigma_{б.н} + \sigma_{б.в.макс} = \frac{m_т N_{03}}{F_п} - \frac{m_т N_{03} e_{03}}{I_п} \cdot y_1 + \frac{M_{макс}}{I_п} y_1 =$$

$$= \frac{0{,}9 \cdot 239\,770}{4111{,}25} - \frac{0{,}9 \cdot 239\,770 \cdot 37{,}6}{10\,346\,800} \cdot 47{,}7 + \frac{9\,355\,000}{10\,346\,800} \cdot 47{,}7 = 58{,}3\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{б.мин} = \sigma_{б.н} + \sigma_{б.в.мин} = \frac{m_т N_{03}}{F_п} - \frac{m_т N_{03} e_{03}}{I_п} y_1 + \frac{M_{мин}}{I_п} y_1 = \frac{0{,}9 \cdot 239\,770}{4111{,}25} -$$

$$- \frac{0{,}9 \cdot 239\,770 \cdot 37{,}6}{10\,346\,800} \cdot 47{,}7 + \frac{1\,125\,000}{10\,346\,000} 47{,}7 = 20{,}3\ кг/см^2,$$

где $y_1 = 47{,}7$ *см* — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани полки.

Определяем наибольшие и наименьшие главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{г.р.макс} = -\frac{58{,}3}{2} + \sqrt{\left(-\frac{58{,}3}{2}\right)^2 + 23{,}9^2} = 8{,}45\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{г.р.мин} = -\frac{20{,}3}{2} + \sqrt{\left(-\frac{20{,}3}{2}\right)^2 + 1{,}83^2} = 0{,}15\ кг/см^2.$$

Характеристика цикла напряжений в бетоне равна

$$\rho_б = \frac{0{,}15}{8{,}45} < 0{,}1.$$

При этом, как определено выше, $k_{\rho б} = 0{,}75$ и $R_т^{\cdot} = 14{,}6\ кг/см^2$.

Проверяем условие (6.12)

$$\sigma_{г.р.макс} = 8{,}45\ кг/см^2 < R_т^{\cdot} = 14{,}6\ кг/см^2.$$

Следовательно, трещиностойкость на уровне примыкания верхней полки к ребру обеспечена.

Расчет дополнительной арматуры в торцовом участке балки. Для предотвращения возможности образования продольных трещин в торцовых участках балки при отпуске натяжения продольной арматуры армируем эти участки поперечными стержнями из стали класса А-III.

Сечение этой дополнительной поперечной арматуры должно воспринять не менее 30% усилия в продольной напрягаемой арматуре, требуемого расчетом на прочность,

$$F_х \geqslant \frac{0{,}3 R_в F_н}{R_а} = \frac{0{,}3 \cdot 4500 \cdot 64{,}34}{3400} = 25{,}5\ см^2.$$

Принимаем дополнительную поперечную арматуру 10⌀18 *мм*, распределенную на длине не более $^1/_4$ высоты балки (от торца).

РАСЧЕТ АРМАТУРЫ НА УСИЛИЯ В ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ

Расчет балки на усилия в горизонтальной плоскости от поперечного торможения кранов условно производится как для элемента прямоугольного сечения, состоящего только из верхней полки (см. рис. 12.5). Укладываемая с каждой стороны полки продольная арматура должна обеспечивать восприятие максимального изгибающего момента в пролете балки.

Определяем предельную величину изгибающего момента, который может быть воспринят сечением посередине пролета (см. рис. 12.6, *б*) при симметричном армировании:

$$[M] = R_a F_a h_a = (4500 \cdot 4{,}91 + 3400 \cdot 0{,}785)(65 - 2 \cdot 5) = 1\,365\,000\ кг \cdot см =$$

$$= 13{,}65\ т \cdot м > M_{макс}^{т(расч)} = 7{,}39\ т \cdot м,$$

где h_a — расстояние между центрами тяжести продольных стержней, расположенных по краям горизонтальной полки.

ПРОВЕРКА ПРОГИБА БАЛКИ

Прогиб балки определяем при действии нормативной нагрузки от двух кранов. Для подкрановых балок допускается вычислять прогиб по приближенной формуле

$$f = \frac{Ml_p^2}{10B},$$

где $B = 0{,}85\ EJ_п$ — жесткость балки посередине пролета;

$$f = \frac{220{,}4 \cdot 10^5 \cdot 1175^2}{10 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}8 \cdot 10^5 \cdot 10\,346\,800} = 0{,}91\ см;$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}91}{1175} < \left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{600}.$$

Жесткость балки достаточна.

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ БАЛКИ В СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ И МОНТАЖА

При подъеме за точки, расположенные на расстоянии 2,5 *м* от торца, балка работает как двухконсольная. Опасным в этом случае будет сечение в месте строповки, которое будет работать на усилие обратного знака по сравнению с усилиями при ее эксплуатации.

Определяем усилие в расчетном сечении — изгибающий момент от собственного веса консоли с учетом коэффициента динамичности, равного 1,5,

$$M = 1{,}5 \cdot 0{,}91 \cdot \frac{2{,}5^2}{2} = 4{,}26\ т \cdot м.$$

Коэффициент перегрузки к собственному весу конструкции в этом случае не вводится. Вычисляем усилие в напрягаемой арматуре, расположенной в наиболее обжатой зоне, при $m_т = 1$ и $\sigma_п = 3000\ кг/см^2$:

$$N'_н = F_н(m_т\sigma_{01} - 3000) = 64{,}34\,[1{,}0\,(5500 - 800) - 3000] = 109\,200\ кг.$$

По табл. 4.7 для бетона марки 500 находим

$$A_{0\,макс} = 0{,}35.$$

Расчетные размеры сечения:

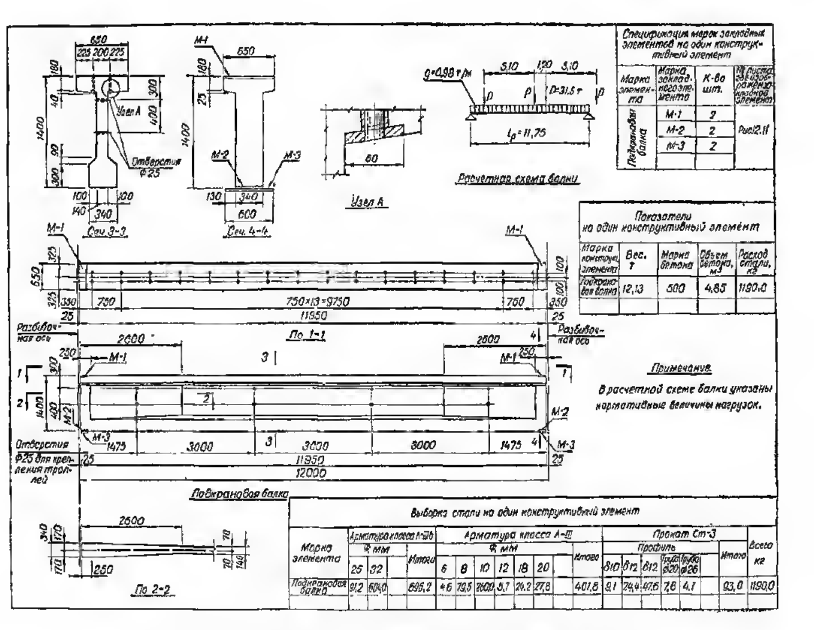
$$h_п = 34\ см;\quad h'_0 = 140 - 4 = 136\ см;\quad b_п = 34\ см;\quad b = 14\ см.$$

Проверку сечения производим в соответствии с алгоритмом, приведенном в табл. 5.16.

В зависимости от $\frac{h_п}{h_0} = \frac{34}{136} = 0{,}25$ и $\frac{b_п}{b} = \frac{34}{14} = 2{,}43$ по табл. 4.10 находим $A_{св} = 0{,}26$; $\alpha_{сп} = 0{,}3$;

$$A_0 = \frac{N'_н(h'_0 - a_н) + M - F_a R_a (h'_0 - a)}{b(h'_0)^2 R_и} =$$

$$= \frac{109\,200\,(136 - 14{,}3) + 426\,000 - 6{,}28 \cdot 3400\,(136 - 18)}{14 \cdot 136^2 \cdot 250} = 0{,}173.$$



Марка элемента	Марка закладного элемента	К-во шт.	№ листа с изображением закладного элемента
Подкрановая балка	М-1	2	Рис12.11
	М-2	2	
	М-3	2	

Марка конструктивного элемента	Вес, т	Марка бетона	Объем бетона, м³	Расход стали, кг
Подкрановая балка	12,13	500	4,85	1190,0

Марка элемента	Арматура класса А-IIIв, Ф мм				Арматура класса А-III, Ф мм								Прокат Ст-3, Профиль							Всего кг
	25	32		Итого	6	8	10	12	18	20		Итого	δ10	δ12	δ12	Труба ф20	Труба ф26		Итого	
Подкрановая балка	91,2	604,0		695,2	4,6	79,5	260,0	5,7	24,2	27,8		401,8	9,1	24,4	47,6	7,8	4,1		93,0	1190,0

Рис. 12.8. Конструкция сборной подкрановой балки. Опалубочный чертеж.

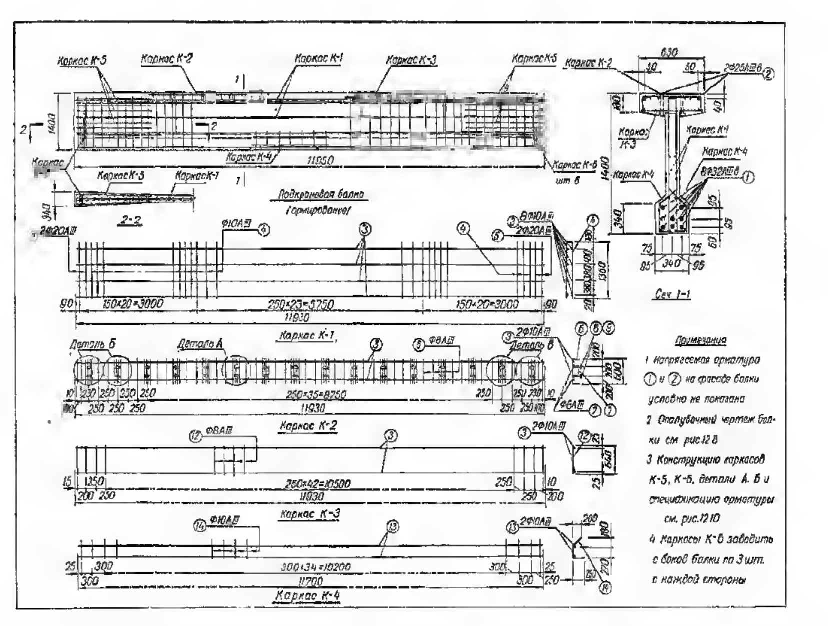
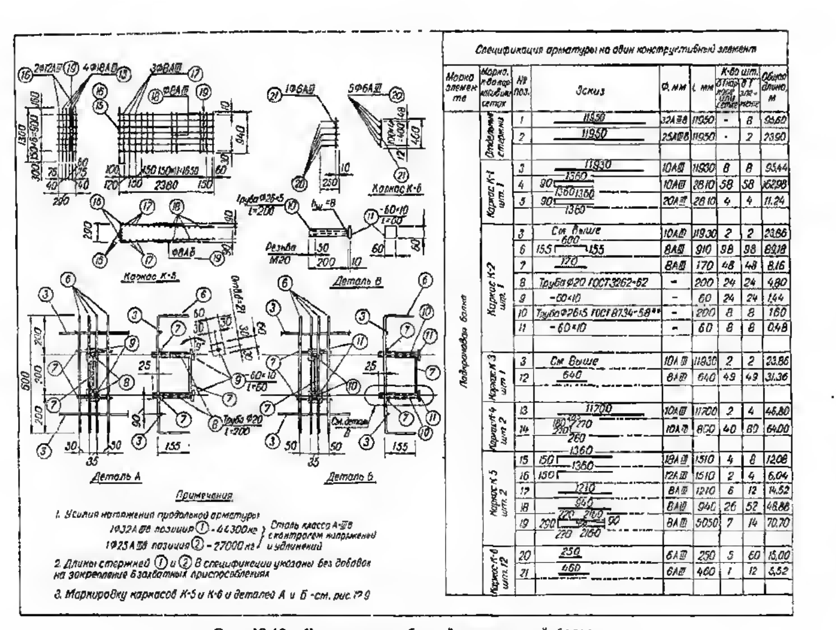


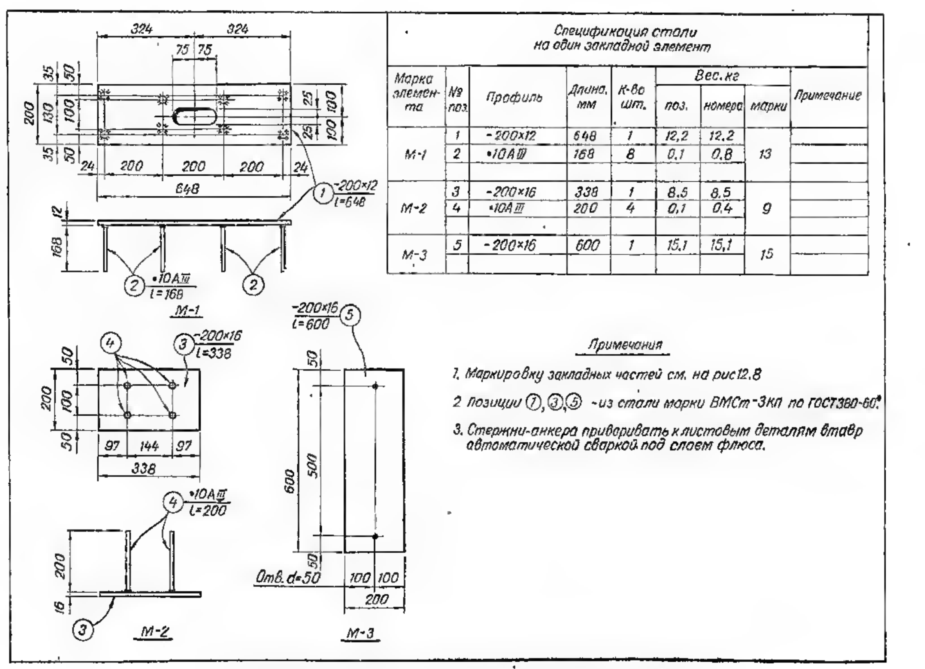
Рис. 12.9. Конструкция сборной подкрановой балки. Армирование и конструкция сварных арматурных каркасов.



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент

Марка элемента	Марка, к-во каркасов и сеток	№ поз.	Эскиз	Ф, мм	l, мм	К-во шт. в 1 каркасе или сетке	К-во шт. в 1 элементе	Общая длина, м
Подкрановая балка	Отдельные стержни	1	11950	32AIIIв	11950	-	8	95,60
		2	11950	25AIIIв	11950	-	2	23,90
	Каркас К-1 шт. 1	3	11930	10AIII	11930	8	8	95,44
		4	90 1360 1360 1360	10AIII	2810	58	58	162,98
		5	90 1360	20AIII	2810	4	4	11,24
	Каркас К-2 шт. 1	3	См. выше	10AIII	11930	2	2	23,86
		6	155 600 155	8AIII	910	98	98	89,18
		7	170	8AIII	170	48	48	8,16
		8	Труба Ф20 ГОСТ 3262-62	-	200	24	24	4,80
		9	-60×10	-	60	24	24	1,44
		10	Труба Ф26×5 ГОСТ 8734-58**	-	200	8	8	1,60
		11	-60×10	-	60	8	8	0,48
	Каркас К-3 шт. 1	3	См. выше	10AIII	11930	2	2	23,86
		12	640	8AIII	640	49	49	31,36
	Каркас К-4 шт. 2	13	11700	10AIII	11700	2	4	46,80
		14	180 270 260	10AIII	800	40	80	64,00
	Каркас К-5 шт. 2	15	150 1360	18AIII	1510	4	8	12,08
		16	150 1360	12AIII	1510	2	4	6,04
		17	1210	8AIII	1210	6	12	14,52
		18	940	8AIII	940	26	52	48,88
		19	290 220 2160 90 220 2160	8AIII	5050	7	14	70,70
	Каркас К-6 шт. 12	20	250	6AIII	250	5	60	15,00
		21	460	6AIII	460	1	12	5,52

Рис. 12.10. Конструкция сборной подкрановой балки.
Конструкция и узлы сварных арматурных каркасов, спецификация арматуры.



Спецификация стали на один закладной элемент

Марка элемента	№ поз.	Профиль	Длина, мм	К-во шт.	Вес, кг: поз.	Вес, кг: номера	Вес, кг: марки	Примечание
М-1	1	-200×12	648	1	12,2	12,2	13	
	2	•10AIII	168	8	0,1	0,8		
М-2	3	-200×16	338	1	8,5	8,5	9	
	4	•10AIII	200	4	0,1	0,4		
М-3	5	-200×16	600	1	15,1	15,1	15	

Примечания

1. Маркировку закладных частей см. на рис 12.8
2. Позиции ①, ③, ⑤ - из стали марки ВМСт-3кп по ГОСТ380-60*.
3. Стержни-анкера приваривать к листовым деталям втавр автоматической сваркой под слоем флюса.

Рис. 12.11. Конструкция сборной подкрановой балки. Закладные детали.

Так как $A_0 = 0{,}173 < A_{0макс} + A_{св} = 0{,}35 + 0{,}26 = 0{,}61$, переходим к п. 4.

По табл. 4.13 в зависимости от значений $\frac{h_п}{h_0}$ и $\frac{b_п}{b}$ находим $A_п = 0{,}55$.

Так как $A_0 = 0{,}173 < A_п = 0{,}55$, расчет должен выполняться как для прямоугольного сечения шириной $b_п$ по алгоритму, приведенному в табл. 5.15:

$$A_0 = \frac{N'_н (h'_0 - a_н) + M - F_a R_a (h'_0 - a)}{b_н (h'_0)^2 R_н} =$$

$$= \frac{109\,200\,(136 - 14{,}3) + 426\,000 - 6{,}28 \cdot 3400\,(136 - 18)}{34 \cdot 136^2 \cdot 250} = 0{,}071.$$

Так как $A_0 = 0{,}071 < A_{0\,макс} = 0{,}35$, прочность сжатого бетона достаточна.

Переходим к п. 3. По табл. 4.6 при $A_0 = 0{,}071$ находим $\alpha = 0{,}085$.

$$F'_н R_a + F'_a R_a = 9{,}82 \cdot 4500 + 4{,}71 \cdot 3400 = 60\,200\ кг > \alpha b h'_0 R_н +$$

$$+ R_a F_a - N'_н = 0{,}085 \cdot 34 \cdot 136 \cdot 250 + 6{,}28 \cdot 3400 - 109\,200 = 10\,650\ кг.$$

Условие п. 4 выполнено, следовательно, сечение арматуры для восприятия действующих усилий достаточно.

ПРОВЕРКА ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН В СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ И МОНТАЖА

Проверяем выполнение условия (5.77) для сечения, расположенного на расстоянии 2,5 *м* от торца балки

$$N_{01} (e_{01} - r^н_я) + M^н_в = 348\,000\,(41{,}9 - 37{,}2) + 426\,000 = 2\,066\,000\ кг \cdot м <$$
$$< R_т W_т = 19{,}5 \cdot 235\,550 = 4\,600\,000\ кг \cdot м.$$

Трещиностойкость балки достаточна.

КОНСТРУИРОВАНИЕ

Конструкция балки показана на рис. 12.8—12.11. Ввиду сложной формы балки и наличия значительного количества закладных частей, опалубочный чертеж разработан отдельно от арматурного. Отверстия в верхней полке балки, образуемые трубками позиций 8 и 10 в каркасе К-2, предназначены для крепления конструкции подкранового пути; отверстия в стенке балки $d = 25$ *мм* — для крепления кронштейнов, к которым подвешиваются троллеи. (Эти отверстия в подкрановых балках делаются всегда, хотя троллеи нужны только на одной стороне кранового пролета). Закладные части М-1,2 и 3 предназначены для крепления подкрановой балки к колонне.

Предварительно напряженная рабочая арматура принята в виде отдельных стержней, остальная (ненапряженная) — в виде сварных каркасов, изготовленных с помощью контактной точечной сварки. Дополнительной арматурой в торцовом участке балки, предназначенной для предотвращения образования продольных трещин при отпуске напряжения, являются стержни позиции 5 в каркасе К-1 и стержни позиции 15 и 16 в каркасе К-5 ($F_a = 25{,}0\ см^2 \cong 25{,}5\ см^2$). Кроме того, для усиления участка анкеровки продольной напрягаемой арматуры в горизонтальном направлении, перпендикулярном к продольной арматуре, конструктивно предусмотрены каркасы К-6.

ОДНОЭТАЖНЫЙ МНОГОПРОЛЕТНЫЙ ПОПЕРЕЧНИК ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Данные для проектирования

Рассчитать и законструировать сборные железобетонные стойки и фундаменты под них для среднего поперечника одноэтажного трехпролетного промышленного здания. В каждом пролете заданы два электрических мостовых крана среднего режима работы грузоподъемностью $Q = 20/5$ *т*,

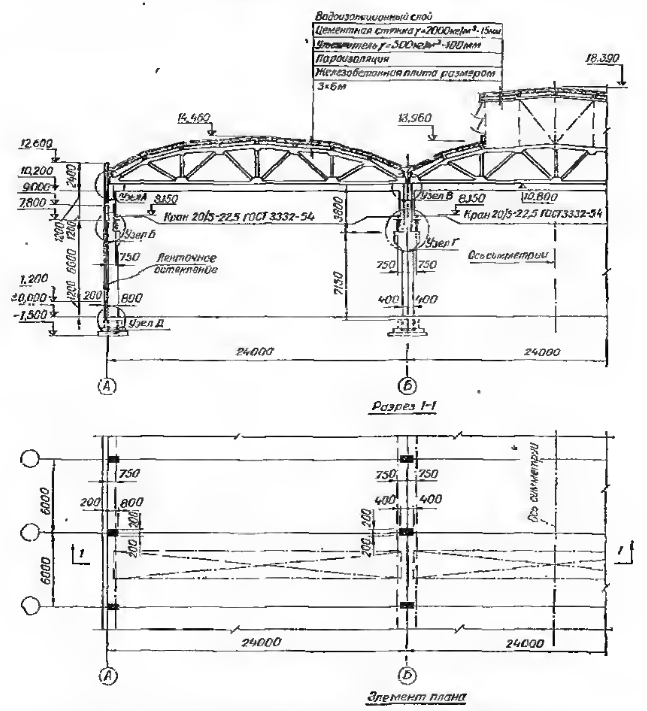


Рис. 12.12. Промышленное здание (поперечный разрез и элемент плана).

пролетом $L_{кр}$=22,5 *м*. Поперечный разрез, элемент плана здания и конструктивные детали показаны на рис. 12.12 и 12.13.

Длина температурного блока 60,00 *м*; поперечных стен в пределах температурного блока нет. Наружные стены — самонесущие до отметки 7,800. Район строительства — город Саратов.

Стойки и фундаменты изготавливаются из бетона марки 200. Арматура выполняется из горячекатаной стали периодического профиля класса А-III и круглой (гладкой) стали класса А-I.

Стойки и фундаменты предполагается выполнять из бетонов, приготовляемых на бетонных узлах, оборудованных механизмами для полуавтоматического дозирования составляющих бетона, при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии и систематическом испытании арматуры на растяжение.

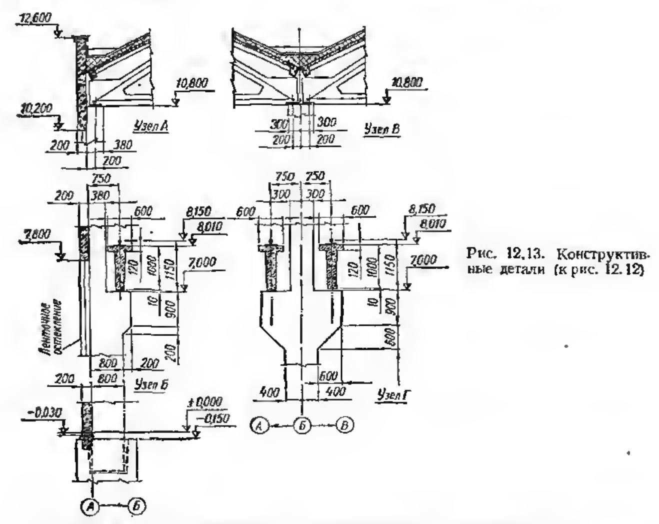


Рис. 12.13. Конструктивные детали (к рис. 12.12)

Коэффициент условий работы бетона в стойках и фундаментах $m_б = 1,1$. Коэффициент условий работы арматуры в стойках $m_а = 1,1$ *, в фундаментах $m_а = 1,0$.

Расчетные характеристики материалов:

для бетона марки 200

$$R_{пр} = 80 \cdot 1,1 = 88\ кг/см^2; \quad R_и = 100 \cdot 1,1 = 110\ кг/см^2;$$

$$R_р = 7,2 \cdot 1,1 \cong 7,9\ кг/см^2; \quad R_т = 10 \cdot 1,1 = 11\ кг/см^2;$$

$$R_и^н = 180\ кг/см^2; \quad R_р^н = 16\ кг/см^2; \quad E_б = 2,65 \cdot 10^5\ кг/см^2;$$

для арматуры класса А-III в стойках

$$R_а = 3400 \cdot 1,1 = 3750\ кг/см^2;$$

$$R_{а.с} = 3400 \cdot 1,1 = 3750 > 3600\ кг/см^2.$$

В соответствии с табл. 1.29 принимаем $R_{а.с} = 3600\ кг/см^2$; в фундаментах $R_а = 3400\ кг/см^2$; для арматуры класса А-I в стойках и фундаментах $R_{а.х} = 1700\ кг/см^2$ (арматура применяется только для поперечных стержней).

Определение нагрузок

Поперечник рассчитывается на следующие виды нагрузок: постоянную, состоящую из веса элементов конструкций покрытия и стен, подкрановых

* Коэффициент условий работы $m_а = 1,1$ принят в соответствии со СНиП II-В. 1—62 п. 3. 6а. Применение $m_а = 1,1$ для стержневой арматуры, на которую распространяются Указания СН 390—69, не допускается.

балок и стоек, и временную, состоящую из крановой нагрузки, веса снега и давления ветра. Все временные нагрузки относятся к кратковременным.

Коэффициенты перегрузки приняты: для собственного веса конструкций $n = 1,1$; веса теплоизоляционных плит и стяжки $n = 1,2$; крановой нагрузки $n = 1,2$; снеговой нагрузки $n = 1,4$; для ветровой нагрузки $n = 1,2$.

Определяем расчетные величины нагрузок.

ПОСТОЯННАЯ НАГРУЗКА

Расчетная нагрузка от покрытия. Подсчет собственного веса 1 $м^2$ покрытия в крайних пролетах (см. рис. 12.12) приведен в табл. 12.3. Собственный вес фермы покрытия, определенный по рабочим чертежам фермы (в нашем случае — по типовой серии ПК 01-129 для ферм пролетом 24,0 *м*), составляет 11 200 *кг*.

Таблица 12.3. **Определение постоянных нагрузок от покрытия**

Элементы конструкции	Нормативная нагрузка, $кг/м^2$	Коэффициент перегрузки n	Расчетная нагрузка, $кг/м$
Водоизоляционный ковер	10	1,1	11
Цементная стяжка ($\gamma = 2000\ кг/м^3$) — 15 *мм*	30	1,2	36
Плитный утеплитель ($\gamma = 500\ кг/м^3$) — 100 *мм*	50	1,2	60
Пароизоляция	5	1,1	6
Железобетонный крупнопанельный настил 3,0 × 6,0 *м*	145 *	1,1	160
Итого			273
Принимаем округленно			270

* В сериях типовых чертежей крупнопанельных плит для покрытий обычно указывается расчетная нагрузка от собственного веса плит с заливкой швов.

Вес конструкций фонаря, дополнительно приходящийся на ферму среднего пролета (рама фонаря, связи, бортовые стенки, прогоны остекления и остекленные переплеты), подсчитанный по рабочим чертежам, составляет 2820 *кг*.

Расчетная нагрузка от фермы покрытия на стойку:

для крайнего пролета

$$P_{р\,кр} = \frac{270 \cdot 6,0 \cdot 24,0}{2} + \frac{11\,200}{2} \cdot 1,1 = 19\,440 + 6160 = 25\,600\ кг;$$

для среднего пролета

$$P_{р\,ср} = 25\,600 + \frac{2820}{2} \cdot 1,1 = 27\,150\ кг.$$

Нагрузка от покрытия приложена на уровне опирания стропильной фермы по вертикали, проходящей через центр опорного узла (рис. 12.13, узлы А и В).

Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси надкрановой части стойки:

для стойки по оси *А*

$$e_в = 0,20 - \frac{0,38}{2} = 0,01\ м \cong 0;$$

для стойки по оси *Б*

$$e_в = 0,20\ м.$$

Расстояние от точки приложения нагрузки до верха стойки $y_в = 0$.

Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановой балки (рис. 12.13) и веса подкранового пути (~70 *кг/м*) на стойку:

$$P_{п.б} = \{[0,60 \cdot 0,12 + 0,25\,(1,00 - 0,12)]\,2500 + 70\}\,6,00 \cdot 1,1 = 5280\ кг.$$

Нагрузка от подкрановых балок считается приложенной на уровне их опирания по вертикали, проходящей через ось подкранового пути.

Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси подкрановой части стойки:
для стойки по оси *А* (рис. 12.13, узел Б)

$$e_н = 0{,}75 - \frac{0{,}80}{2} = 0{,}35\ м;$$

для стойки по оси *Б* (рис. 12.13, узел Г)

$$e_н = 0{,}75\ м.$$

Расстояние по вертикали от точки приложения нагрузки до низа стойки

$$y_н = 1{,}0 H_н.$$

Расчетная нагрузка от собственного веса стен (рис. 12.12, разрез 1—1). Нагрузка от собственного веса стен и оконных переплетов ниже отметки 7,800 при принятом опирании фундаментных балок передается непосредственно на фундамент и влияния на стойки не оказывает:
от 7,800 до 10,200

$$P_{ст1} = 1{,}20 \cdot 6{,}00 \cdot 0{,}20 \cdot 900 + 1{,}20 \cdot 6{,}00 \cdot 50 = 1300 + 360 = 1660\ кг;$$

от 10,200 до 12,600

$$P_{ст2} = 2{,}40 \cdot 6{,}00 \cdot 0{,}20 \cdot 900 = 2590\ кг.$$

Нагрузка от стен считается приложенной на уровне их опирания (низ перемычечных панелей) по вертикали, проходящей через геометрическую ось стены.

Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси стойки на отметке 7,800 и 10,200 (обе силы в пределах надкрановой части стойки):

$$e_в = -\frac{0{,}20}{2} - \frac{0{,}38}{2} = -0{,}29\ м.$$

Знак минус в данном случае означает, что сила приложена с другой стороны по отношению к обозначенной в табл. 16.1.

Расстояние по вертикали от верха колонны до точек приложения нагрузки:
на отметке 7,800

$$y_{в1} = \frac{10{,}8 - 7{,}8}{3{,}8} H_в = 0{,}79 H_в \cong 0{,}8 H_в;$$

на отметке 10,200

$$y_{в2} = \frac{10{,}8 - 10{,}2}{3{,}8} H_в = 0{,}16 H_в \cong 0{,}2 H_в.$$

Расчетная нагрузка от собственного веса стоек (рис. 12.12 и 12.13).
Стойка по оси А:
надкрановая часть

$$P_в = 0{,}38 \cdot 0{,}40 \cdot 3{,}80 \cdot 2500 \cdot 1{,}1 = 1590\ кг;$$

подкрановая часть

$$P_н = \left[0{,}80 \cdot 0{,}40 \cdot 7{,}15 + \left(0{,}90 \cdot 0{,}20 + \frac{0{,}20^2}{2}\right) 0{,}40\right] 2500 \cdot 1{,}1 = 6520\ кг.$$

Стойка по оси *Б*:
надкрановая часть

$$P_в = 0{,}60 \cdot 0{,}40 \cdot 3{,}80 \cdot 2500 \cdot 1{,}1 = 2510\ кг;$$

подкрановая часть

$$P_н = \left[0{,}80 \cdot 0{,}40 \cdot 7{,}15 + \left(0{,}90 \cdot 0{,}60 + \frac{0{,}60^2}{2}\right) 0{,}40 \cdot 2\right] \times$$
$$\times 2500 \cdot 1{,}1 = 7900\ кг.$$

ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ

Снеговая нагрузка. Для расчета стоек распределение снеговой нагрузки по покрытию во всех пролетах здания принимается равномерным.

Вес снегового покрова для Саратова (третий район) $p = 100$ *кг/м²*.

Нормативная снеговая нагрузка на 1 *м²* площади горизонтальной проекции покрытия

$$p^{н} = pc = 100 \cdot 1 = 100 \text{ кг/м}^2,$$

где коэффициент $c = 1$ принят согласно табл. 22.17.

Расчетные нагрузки на стойки для крайних и среднего пролетов

$$P_{сн} = 100 \cdot 6{,}0 \cdot 24{,}0 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}4 = 10\,100 \text{ кг}.$$

Снеговая нагрузка передается стойкам в тех же точках, что и постоянная нагрузка от покрытия.

Вертикальная нагрузка от кранов. По табл. 22.10 для заданного мостового электрического крана находим давление колеса на рельс подкранового пути $P_{макс} = 22{,}0$ *т*; вес тележки $G_т = 8{,}5$ *т*; ширина крана $B = 6300$ *мм*; база крана $K = 4400$ *мм*.

Динамическое воздействие крановой нагрузки при расчете стоек не учитывается.

Расчетное максимальное давление от кранов на стойку определяем по линии влияния давления на стойку. Схема крановой нагрузки и линия влияния давления на стойку показаны на рис. 12.14.

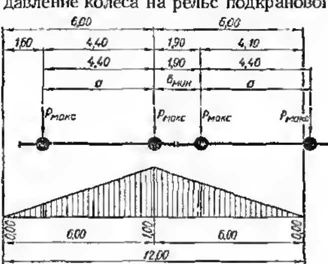


Рис. 12.14. Линия влияния давления на стойку и установка крановой нагрузки в невыгодное положение.

$$D_{макс} = \frac{22{,}0}{6{,}0}(1{,}60 + 6{,}00 + 4{,}10)\,1{,}2 = 51{,}50 \text{ т}.$$

Вертикальная нагрузка от кранов передается на стойки в тех же точках, что и постоянная нагрузка от подкрановых балок.

Горизонтальная нагрузка от поперечного торможения кранов. Величина поперечной тормозной силы T_1 от каждого из двух стоящих на балке колес одного крана при кранах с гибким подвесом определяется по формуле

$$T_1 = \frac{Q + G_т}{40} = \frac{20{,}0 + 8{,}5}{40} = 0{,}71 \text{ т}.$$

Величина расчетной тормозной поперечной горизонтальной нагрузки T, передающейся на стойку от действующих на подкрановую балку тормозных сил T_1, определяется для того же загружения, что и при определении вертикальной нагрузки,

$$T = \frac{0{,}71}{6{,}0}(1{,}6 + 6{,}0 + 4{,}1) \cdot 1{,}2 = 1{,}66 \text{ т}.$$

Горизонтальная сила поперечного торможения считается приложенной к стойке на уровне верха подкрановой балки (отметка 8,010). Расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения силы

$$y_в = \frac{10{,}8 - 8{,}01}{3{,}8} H_в \cong 0{,}75 H_в.$$

Ветровая нагрузка. Ветровая нагрузка принимается приложенной в виде распределенной нагрузки в пределах высоты стойки; давление ветра на конструкции, расположенные выше верха стойки, заменяется сосредоточенной силой W, приложенной на уровне верха стойки. Давление ветра на стойку собирается с вертикальной полосы шириной, равной шагу стоек вдоль цеха.

Величину скоростного напора ветра принимаем по табл. 22.18 для третьего района:
в пределах высоты стойки (до отметки 10,800)

$$Q = 45{,}0\ кг/м^2;$$

на уровне конька фонаря (на отметке 18,390)

$$Q = 45{,}0\left[1{,}0 + \frac{1{,}35 - 1{,}0}{20 - 10}(18{,}390 - 10{,}0)\right] \cong 58{,}0\ кг/м^2.$$

Аэродинамические коэффициенты принимаем по табл. 22.20.

Расчетная нагрузка от ветра на поперечник:
равномерно распределенная ветровая нагрузка с наветренной стороны

$$p_{акт} = 0{,}8 \cdot 45 \cdot 6{,}0 \cdot 1{,}2 = 260\ кг/м;$$

с подветренной стороны

$$p_{отс} = 0{,}6 \cdot 45 \cdot 6{,}0 \cdot 1{,}2 = 195\ кг/м.$$

Сосредоточенная ветровая нагрузка

$$W = [(0{,}8 + 0{,}6)(14{,}460 - 10{,}8) + (0{,}6 + 0{,}6)(18{,}39 - 13{,}96)] \times$$
$$\times 52 \cdot 6{,}00 \cdot 1{,}2 = 3910\ кг,$$

где 52 $кг/м^2$ — средняя интенсивность скоростного напора ветра на высоте более 10,800 *м*.

Расчет стоек поперечника по несущей способности

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Расчетная схема поперечника и схема нагрузок показаны на рис. 12.15.

Статический расчет производится с помощью таблиц по методике, изложенной в главе 9 для расчета сборных железобетонных многопролетных поперечников с ригелями в одном уровне.

Для выявления наибольших возможных усилий в сечениях стоек расчет поперечника производится отдельно от каждого вида загружения. Вначале

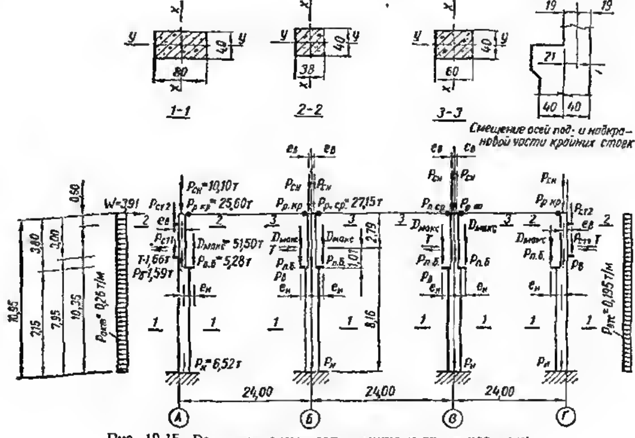


Рис. 12.15. Расчетная схема поперечника и схема нагрузок.

производятся расчеты от снеговой и крановой нагрузок, что позволяет воспользоваться ими в расчетах от постоянной нагрузки.

Благодаря симметрии поперечника относительно оси среднего пролета в расчете достаточно определить усилия от всех видов нагрузок только в стойках по осям *А* и *Б*. При расчете на ветровую нагрузку, для определения усилий в стойках по осям *А* и *Б* при направлении ветра слева направо и справа налево,— целесообразно определить усилия во всех стойках при каком-либо одном направлении ветра, чтобы воспользоваться ими для определения усилий в стойках при другом направлении ветра.

Поперечник рассчитывается на следующие виды загружений: 1 — постоянная нагрузка; 2 — снеговая нагрузка на покрытии пролета АБ; 3 — снеговая нагрузка на покрытии пролета БВ; 4 — крановая нагрузка $D_{макс}$, действующая на стойку по оси А; 5 — крановая нагрузка $D_{макс}$, действующая на стойку по оси Б. со стороны пролета АБ; 6 — крановая нагрузка $D_{макс}$, действующая на стойку по оси Б, со стороны пролета БВ; *7* — крановая нагрузка *T*, действующая на стойку по оси А слева направо и справа налево; *8* — крановая нагрузка *T*, действующая на стойку по оси Б слева направо и справа налево; *9* — ветровая нагрузка, действующая слева направо; *10* — ветровая нагрузка, действующая справа налево.

Для подбора сечений стоек определяются наибольшие возможные усилия (изгибающий момент и продольная сила) в четырех сечениях стоек: в верхнем, в сечениях непосредственно выше и ниже подкрановой ступени и в нижнем. Для нижнего сечения стоек определяется также поперечная сила, необходимая для расчета фундаментов под стойки.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК СТОЕК

Определяем геометрические характеристики стоек, необходимые для пользования табл. 16.1—16.9.

Стойка по оси А:

момент инерции сечения надкрановой части стойки

$$I_в = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 182\,900 \text{ см}^4;$$

момент инерции сечения подкрановой части стойки

$$I_н = \frac{40 \cdot 80^3}{12} = 1\,706\,000 \text{ см}^4;$$

отношение моментов инерции

$$n = \frac{I_в}{I_н} = \frac{182\,900}{1\,706\,000} = 0{,}107 \cong 0{,}1;$$

отношение высоты надкрановой части стойки к полной высоте

$$\lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3800}{10\,950} = 0{,}347 \cong 0{,}35;$$

смещение геометрических осей сечений подкрановой и надкрановой частей стойки

$$e = 0{,}21 \text{ м}.$$

Стойка по оси Б:

момент инерции сечения надкрановой части стойки

$$I_в = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720\,000 \text{ см}^4;$$

момент инерции сечения подкрановой части стойки

$$I_н = \frac{40 \cdot 80^3}{12} = 1\,706\,000 \text{ см}^4;$$

отношение моментов инерции

$$n = \frac{I_в}{I_н} = \frac{720\,000}{1\,706\,000} = 0{,}42 \simeq 0{,}40;$$

отношение высоты надкрановой части стойки к полной высоте

$$\lambda = \frac{H_в}{H} = \frac{3{,}8}{10\,950} \simeq 0{,}35;$$

смещение геометрических осей сечений подкрановой и надкрановой частей стойки

$$e = 0.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СТОЙКАХ ОТ ОТДЕЛЬНЫХ ВИДОВ НАГРУЗОК

Стойка по оси *А*. *Загружение 2* (рис. 12.16). *Снеговая нагрузка на покрытии пролета АБ*. По табл. 16.1 для $n = 0{,}1$; $\lambda = 0{,}35$ и $y_в = 0$ по интерполяции находим

$$k_1 = 2{,}253; \quad \overline{k}_1 = 0{,}949.$$

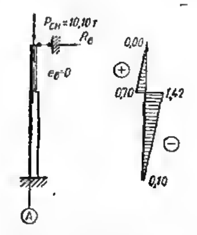


Рис. 12.16. Загружение 2 и эпюра изгибающих моментов.

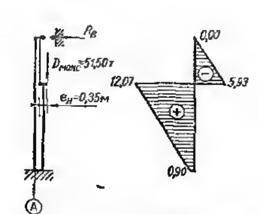


Рис. 12. 17. Загружение 4 и эпюра изгибающих моментов.

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле

$$R_B = \frac{P_{сн}}{H}(k_1 e_в - \overline{k}_1 e) = \frac{10{,}10}{10{,}95}(2{,}253 \cdot 0 - 0{,}949 \cdot 0{,}21) = -0{,}184 \ т.$$

Определяем усилия в сечениях стойки:
изгибающие моменты

$$M_I = 10{,}10 \cdot 0 = 0;$$

$$M_{II} = 10{,}10 \cdot 0 + 0{,}184 \cdot 3{,}80 = 0{,}70 \ т \cdot м;$$

$$M_{III} = -10{,}10 \cdot 0{,}21 + 0{,}184 \cdot 3{,}80 = -2{,}12 + 0{,}70 = -1{,}42 \ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = -10{,}10 \cdot 0{,}21 + 0{,}184 \cdot 10{,}95 = -2{,}12 + 2{,}02 = -0{,}10 \ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 10{,}10 \ т;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = -R_B = -(-0{,}184) = 0{,}184 \ т.$$

Загружение 4 (рис. 12.17). *Крановая нагрузка*. По табл. 16.2 для $n = 0{,}1$; $\lambda = 0{,}35$ и $y = 1{,}0 \ H_н$ по интерполяции находим $k_2 = 0{,}949$.

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле

$$R_B = k_2 \frac{D_{макс} e_н}{H} = 0{,}949 \frac{51{,}50 \cdot 0{,}35}{10{,}95} = 1{,}56 \ т.$$

Находим усилия в сечениях стойки:
изгибающие моменты

$$M_{I} = 0;$$

$$M_{II} = -1{,}56 \cdot 3{,}80 = -5{,}93\ m \cdot м;$$

$$M_{III} = 51{,}50 \cdot 0{,}35 - 1{,}56 \cdot 3{,}80 = 12{,}07\ m \cdot м;$$

$$M_{IV} = 51{,}50 \cdot 0{,}35 - 1{,}56 \cdot 10{,}95 = 0{,}9\ m \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{I} = N_{II} = 0; \qquad N_{III} = N_{IV} = 51{,}50\ m;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = -1{,}56\ m.$$

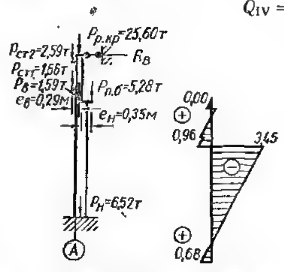


Рис. 12.18. Загружение *1* и эпюра изгибающих моментов.

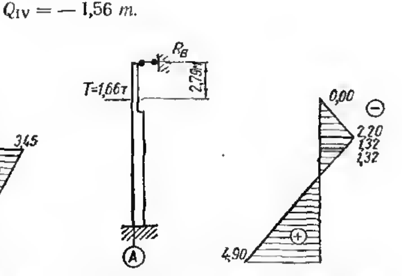


Рис. 12.19. Загружение *7* и эпюра изгибающих моментов.

Загружение 1 (рис. 12.18). *Постоянная нагрузка.* Усилия в стойке от действия силы $P_{р.кр}$ получаем умножением усилий в стойке от $P_{сн}$ (загружение 2) на коэффициент.

$$k_{1,2} = \frac{P_{р.кр}}{P_{сн}} = \frac{25{,}60}{10{,}10} = 2{,}53.$$

Усилия M и Q от действия силы $P_{п.б}$ получаем умножением усилий от $D_{макс}$ (загружение 4) на коэффициент

$$k_{1,4} = \frac{P_{п.б}}{D_{макс}} = \frac{5{,}28}{51{,}50} = 0{,}103.$$

Для определения усилий в стойке от собственного веса стен находим величину горизонтальной реакции R_B. По табл. 16.1 для $n = 0{,}1$; $\lambda = 0{,}35$ и $y = 0{,}2\ H_в$

$$k_{1а} = 2{,}201 \text{ и } \overline{k}_1 = 0{,}949;$$

для $n = 0{,}1$; $\lambda = 0{,}35$ и $y = 0{,}8\ H_в$

$$k_{1б} = 1{,}415 \text{ и } \overline{k}_1 = 0{,}949;$$

$$R_B = \frac{P_{ст1}}{H}(k_{1а}e_б - \overline{k}_1 e) + \frac{P_{ст2}}{H}(k_{1б}e_в - \overline{k}_1 e) =$$

$$= \frac{1{,}66}{10{,}95}[2{,}201(-0{,}29) - 0{,}949 \cdot 0{,}21] +$$

$$\frac{2{,}59}{10{,}95}[1{,}415(-0{,}29) - 0{,}949 \cdot 0{,}21] = -0{,}271\ m.$$

Знак минус в данном случае показывает, что действительное направление усилия обратно обозначенному в табл. 16.1.

Усилиями M и Q в стойке от собственного веса надкрановой части стойки пренебрегаем. Полные усилия в сечениях стойки от действия постоянной нагрузки находим как сумму усилий от отдельных воздействий:
изгибающие моменты

$$M_{I} = 0;$$

$$M_{II} = 0{,}70 \cdot 2{,}53 - 5{,}93 \cdot 0{,}103 + 0{,}271 \cdot 3{,}80 - (1{,}66 + 2{,}59)\,0{,}29 = 0{,}96\ т \cdot м;$$

$$M_{III} = -1{,}42 \cdot 2{,}53 + 12{,}07 \cdot 0{,}103 + 0{,}271 \cdot 3{,}80 - (1{,}66 + 2{,}59)(0{,}29 + 0{,}21) = -3{,}45\ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = -0{,}10 \cdot 2{,}53 + 0{,}9 \cdot 0{,}103 + 0{,}271 \cdot 10{,}95 - (1{,}66 + 2{,}59) \times (0{,}29 + 0{,}21) = 0{,}68\ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{I} = 25{,}60\ т;\ N_{II} = 25{,}60 + 2{,}59 + 1{,}66 + 1{,}59 = 31{,}44\ т;$$

$$N_{III} = 31{,}44 + 5{,}28 = 36{,}72\ т;\ N_{IV} = 36{,}72 + 6{,}52 = 43{,}24\ т.$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = +0{,}184 \cdot 2{,}53 - 1{,}56 \cdot 0{,}103 + 0{,}271 = 0{,}576\ т.$$

Загружение 7 (рис. 12.19). *Крановая нагрузка T действует слева направо.* По табл. 16.3 для $n = 0{,}1$; $\lambda = 0{,}35$ и $y = 0{,}75\ H_в$ по интерполяции находим $k_3 = 0{,}476$.

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле

$$R_B = k_3 T = 0{,}476 \cdot 1{,}66 = 0{,}79\ т.$$

Находим усилия в сечениях стойки:
изгибающие моменты

$$M_{I} = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = -0{,}79 \cdot 3{,}80 + 1{,}66 \cdot 1{,}01 = -1{,}32\ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = -0{,}79 \cdot 10{,}95 + 1{,}66 \cdot 8{,}16 = 4{,}90\ т \cdot м;$$

изгибающий момент в точке приложения силы T

$$M = -0{,}79 \cdot 2{,}79 = -2{,}20\ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{I} = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = -0{,}79 + 1{,}66 = 0{,}87\ т.$$

При действии силы T справа налево усилия M и Q изменяют только знак.

Стойка по оси *Б*. *Загружение 2* (рис. 12.20). *Снеговая нагрузка на покрытии пролета АБ.* По табл. 16.1. для $n = 0{,}40$; $\lambda = 0{,}35$ и $y = 1{,}0\ H_в$ по интерполяции находим

$$k_1 = 1{,}667.$$

Коэффициент $\overline{k}_1$ не определяем, так как $e = 0$.

Находим величину горизонтальной реакции по формуле

$$R_B = \frac{P_{сн} k_1 e_в}{H} = \frac{10{,}10}{10{,}95} \cdot 1{,}667\,(-0{,}20) = -0{,}307\ т.$$

Определяем усилия в сечениях стойки:
изгибающие моменты

$$M_{I} = -10{,}10 \cdot 0{,}20 = -2{,}020\ т \cdot м;$$

$$M_{II} = M_{III} = -10{,}10 \cdot 0{,}20 + 0{,}307 \cdot 3{,}80 = -0{,}850\ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = -10{,}10 \cdot 0{,}20 + 0{,}307 \cdot 10{,}95 = 1{,}340\ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 10{,}10\ m;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = -R_B = +0{,}307\ m.$$

При действии силы $P_{сн} = 10{,}10\ m$ со стороны пролета *БВ* (загружение 3) усилия M и Q изменяют только знак, усилия N остаются без изменения.

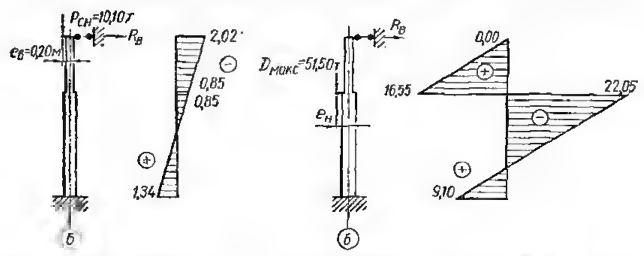


Рис. 12.20. Загружение *2* и эпюра изгибающих моментов.

Рис. 12.21. Загружение *5* и эпюра изгибающих моментов.

Загружение 5 (рис. 12.21). *Крановая нагрузка действует со стороны пролета АБ*. По табл. 16.2 для $n = 0{,}40$; $\lambda = 0{,}35$ и $y = 1{,}0\ H_н$ по интерполяции находим

$$k_2 = 1{,}231.$$

Величина горизонтальной реакции

$$R_B = 1{,}231 \cdot \frac{51{,}50\ (-0{,}75)}{10{,}95} = -4{,}350\ m.$$

Находим усилия в сечениях стойки:
изгибающие моменты

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = 4{,}35\ \ 3{,}80 = 16{,}55\ m\ м;$$

$$M_{III} = 4{,}35 \cdot 3{,}80 - 51{,}50 \cdot 0{,}75 = -22{,}05\ m\ м;$$

$$M_{IV} = 4{,}35 \cdot 10{,}95 - 51{,}50 \cdot 0{,}75 = 9{,}10\ m \cdot м;$$

продольные силы

$$N_I = N_{II} = 0;\ N_{III} = N_{IV} = 51{,}50\ m;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = 4{,}35\ m.$$

При действии крановой нагрузки $D_{макс} = 51{,}50\ m$ со стороны пролета *БВ* (загружение 6) усилия M и Q изменяют только знак, усилия N остаются без изменений.

Загружение 1 (рис. 12.22). *Постоянная нагрузка.* Благодаря симметрии точек приложения сил относительно $P_{р.ср}$ оси стойки усилия M и Q возникают только от разности сил $P_{р.ср}$ и $P_{р.кр}$.

Усилия M и Q от $P_{р.ср} - P_{р.кр} = 27{,}15 - 25{,}60 = 1{,}55\ m$ получаем умножением усилий от $P_{сн}$ (загружение 2) на коэффициент

$$k_{12} = \frac{1{,}55}{10{,}10} = 0{,}154$$

с одновременной переменой знаков, так как большая нагрузка приложена со стороны пролета *БВ*.

Находим усилия в сечениях стойки:
изгибающие моменты

$$M_{\rm I} = -(-2{,}020)\cdot 0{,}154 = 0{,}311\ m\cdot м;$$

$$M_{\rm II} = M_{\rm III} = -(-0{,}850)\cdot 0{,}154 = 0{,}131\ m\cdot м;$$

$$M_{\rm IV} = -(+1{,}340)\cdot 0{,}154 = -0{,}206\ m\cdot м;$$

продольные силы

$$N_{\rm I} = 25{,}60 + 27{,}15 = 52{,}75\ m;$$

$$N_{\rm II} = 52{,}75 + 2{,}51 = 55{,}26\ m;$$

$$N_{\rm III} = 55{,}26 + 2\cdot 5{,}28 = 65{,}82\ m;$$

$$N_{\rm IV} = 65{,}82 + 7{,}90 = 73{,}72\ m;$$

поперечная сила $Q_{\rm IV} = -(+0{,}307)\cdot 0{,}154 = -0{,}047\ m.$

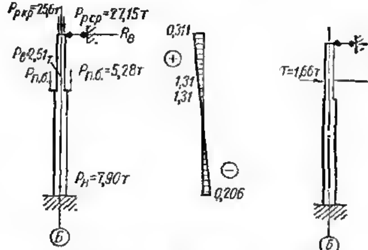


Рис. 12.22. Загружение 1 и эпюра изгибающих моментов.

Рис. 12.23. Загружение 8 и эпюра изгибающих моментов.

Загружение 8 (рис. 12.23). Крановая нагрузка T действует слева направо. По табл. 16.3 для $n = 0{,}40$; $\lambda = 0{,}35$; и $y_в = 0{,}75\ H_в$ по интерполяции находим

$$k_3 = 0{,}584.$$

Величину горизонтальной реакции R_B находим по формуле

$$R_B = k_3 T = 0{,}584\cdot 1{,}66 = 0{,}97\ m.$$

Находим усилия в сечениях стойки:
изгибающие моменты

$$M_{\rm I} = 0;$$

$$M_{\rm II} = M_{\rm III} = -0{,}97\cdot 3{,}80 + 1{,}66\cdot 1{,}01 = -2{,}01\ m\cdot м;$$

$$M_{\rm IV} = -0{,}97\cdot 10{,}95 + 1{,}66\cdot 8{,}16 = 2{,}95\ m\cdot м;$$

изгибающий момент в точке приложения силы T

$$M = -0{,}97\cdot 2{,}79 = -2{,}71\ m\cdot м;$$

продольные силы

$$N_{\rm I} = N_{\rm II} = N_{\rm III} = N_{\rm IV} = 0;$$

поперечная сила $Q_{\rm IV} = -0{,}97 + 1{,}66 = 0{,}69\ m.$

При действии силы T справа налево усилия M и Q изменяют только знак.

Загружение 9 (рис. 12.24). Ветровая нагрузка действует слева направо. Определяем горизонтальные реакции R_B в загруженных (крайних) стойках. По табл. 16.7 для $n = 0{,}1$ и $\lambda = 0{,}35$ по интерполяции находим

$$k_7 = 0{,}3163.$$

Горизонтальная реакция R_B в стойке по оси A

$$R_B = kp_{акт}H = 0,3163 \cdot 0,26 \cdot 10,95 = 0,90\ т.$$

Горизонтальная реакция R_B в стойке по оси $Г$:

$$R_B = kp_{отс}H = 0,3163 \cdot 0,195 \cdot 10,95 = 0,88\ т.$$

Усилие в дополнительной связи

$$R = \sum R_B + W = 0,90 + 0,88 + 3,91 = 5,69\ т.$$

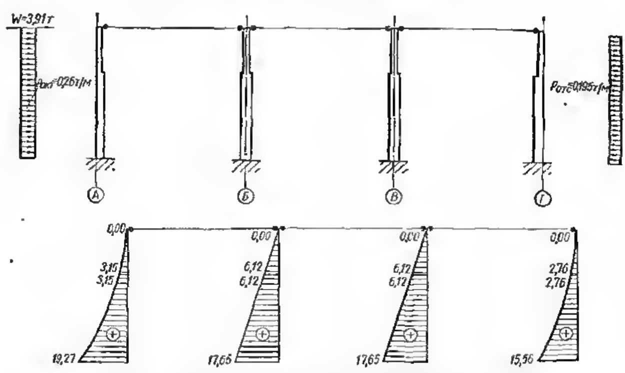


Рис. 12.24. Загружение 9 и эпюра изгибающих моментов.

Распределяем усилие в дополнительной связи между стойками поперечника.

По табл. 16.9 по интерполяции находим для $n = 0,1$ и $\lambda = 0,35$

$$k_9^{кр} = 2,159 \text{ (для стоек по осям } А \text{ и } Г);$$

для $n = 0,4$ и $\lambda = 0,35$

$$k_9^{ср} = 2,809 \text{ (для стоек по осям } Б \text{ и } В).$$

Горизонтальные силы, приходящиеся на стойки по осям $А$ и $Г$

$$R_{кр} = -R\frac{k_9^{кр}}{\Sigma k_9} = -5,69\frac{2,159}{(2,159 + 2,809)\,2} = -1,235\ т;$$

по осям $Б$ и $В$

$$R_{ср} = -R\frac{k_9^{ср}}{\Sigma k_9} = -5,69\frac{2,809}{(2,159 + 2,809)\,2} = -1,610\ т.$$

Определяем усилия в расчетных сечениях стоек.

Стойка по оси $А$:

изгибающие моменты

$$M_I = 0;$$

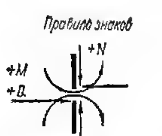
$$M_{II} = M_{III} = (1,235 - 0,90)\,3,80 + \frac{0,26 \cdot 3,80^2}{2} = 3,15\ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = (1,235 - 0,90)\,10,95 + \frac{0,26 \cdot 10,95^2}{2} = 19,27\ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

Правило знаков



Положительное направление усилий

Таблица 12. 4. Расчетные усилия, т·м, т

Схема расположения расчетных сечений

I, II, III, IV, А, Б, В, Г

Стойка	Сечение	Вид усилия	Постоянная нагрузка	Временные нагрузки. Кратковременные нагрузки. Снеговая на покрытии пролета: АБ	Снеговая на покрытии пролета: БВ	Крановая на стойке: $D_{макс}$ по оси А	Крановая на стойке: $D_{макс}$ по оси В в пролете АБ	Крановая на стойке: $D_{макс}$ по оси Б в пролете ВВ	Крановая на стойке: Т по оси А	Крановая на стойке: Т по оси Б	Ветровая при ветре: Слева	Ветровая при ветре: Справа	Расчетные сочетания усилий. Основные: $M_{макс}$ $N_{соотв}$	Основные: $M_{мин}$ $N_{соотв}$	Основные: $N_{макс}$ $M_{соотв}$	Дополнительные: $M_{макс}$ $N_{соотв}$	Дополнительные: $M_{мин}$ $N_{соотв}$	Дополнительные: $N_{макс}$ $M_{соотв}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Стойка по оси А	I	M N	0,00 25,60	0,00 10,10	— —	0,00 0,00	— —	— —	0,00 0,00	— —	0,00 0,00	0,00 0,00			4; 5 0,00 35,70			4; 5 0,00 34,69
	II	M N	+0,96 31,44	+0,70 10,10	— —	−5,93 0,00	— —	— —	±1,32 0,00	— —	+3,15 0,00	−2,75 0,00	4; 12 +4,11 31,44	4; 7; 10 −6,29 31,44	4; 5 +1,65 41,54	4; 5; 12 +4,43 40,63	4; 7; 10; 13 −8,05 31,44	4; 5; 12
	III	M N	−3,45 36,72	−1,42 10,10	— —	+12,07 51,50	— —	— —	∓1,32 0,00	— —	+3,15 0,00	−2,76 0,00	4; 7; 10 +9,94 88,22	4; 13 −6,21 36,72	4; 7; 10	4; 7; 10; 12 +11,44 83,07	4; 5; 13 −7,21 45,81	4; 5; 7; 10; 12 +10,16 92,16

													4; 12	4; 13	4; 7; 10	4; 7; 10; 12	4; 5; 7; 10; 13	4; 5; 7; 10; 12
	IV	M N Q	0,68 43,24 +0,58	−0,10 10,10 +0,18	— — —	+0,90 51,50 −1,50	— — —	— — —	±4,00 0,00 ±0,87	— — —	+19,27 0,00 +3,19	−15,56 0,00 −2,50	+19,95 43,24 +3,77	−14,88 43,24 −1,92	+6,48 94,74 −0,11	+23,24 89,59 +2,83	−17,01 98,68 −3,70	+23,15 98,68 +2,99
	Коэффициент перегрузки		1,10	1,40	—	1,20	—	—	1,20	—	1,20	1,20	Первая комбинация			Вторая комбинация		
													4; 5; 12			4; 5; 7; 10		
	IV от нормативных нагрузок	M N Q	+0,62 39,30 +0,53	−0,07 7,20 +0,13	— — —	+0,75 43,03 −1,30	— — —	— — —	±4,07 0,00 ±0,72	— — —	+16,00 0,00 +2,66	−12,95 0,00 −2,08	+16,55 46,50 +3,32			+5,37 59,50 +0,08		
Стойка по оси Б													4; 6	4; 5	4; 5; 6	4; 6	4; 5	4; 5; 6
	I	M N	+0,31 52,75	−2,02 10,10	+2,02 10,10	— —	0,00 0,00	0,00 0,00	— —	0,00 0,00	0,00 0,00	0,00 0,00	+2,33 62,85	−1,71 62,85	+0,31 72,95	+2,13 81,84	−1,51 51,84	+0,31 70,93
													4; 8; 11	4; 9; 11	4; 5; 6	4; 6; 8; 11; 12	4; 5; 9; 11; 13	4; 6; 8; 11; 12
	II	M N	+0,13 55,26	−0,85 10,10	+0,85 10,10	— —	+15,55 0,00	−15,55 0,00	— —	∓2,01 0,00	+6,12 0,00	−6,12 0,00	+18,69 55,26	−18,43 55,26	+0,13 75,46	+23,11 64,35	−22,85 64,35	
													4; 9; 11	4; 8; 11	4; 9; 11	4; 6; 9; 11; 12	4; 5; 8; 11; 13	4; 5; 5; 8; 9; 11; 12
	III	M N	+0,13 65,82	−0,85 10,10	+0,85 10,10	— —	−22,05 51,50	+22,05 51,50	— —	∓2,01 0,00	+6,12 0,00	−6,12 0,00	+24,19 117,32	−23,93 117,32		+28,07 121,26	−27,80 121,26	+7,45 176,70
													4; 12	4; 13	4; 9; 11	4; 5; 8; 11; 12	4; 6; 9; 11; 13	4; 5; 6; 8; 9; 11; 13
	IV	M N Q	−0,21 73,72 −0,05	+1,34 10,10 +0,31	−1,34 10,10 −0,31	— — —	+9,10 51,50 +4,35	−9,10 51,50 −4,35	— — —	±2,95 0,00 ±0,69	+17,65 0,00 +1,61	−17,65 0,00 −1,01	+17,44 73,72 +1,56	−17,86 73,72 −1,06	−12,26 125,22 −5,09	+27,73 123,16 +6,21	−28,15 129,16 −6,31	−18,75 194,60 −2,12
	Коэффициент перегрузки		1,10	1,40	1,40	—	1,20	1,20	—	1,20	1,20	1,20	Первая комбинация			Вторая комбинация		
													4; 5; 5; 13			4; 5; 6; 8; 9; 11		
	IV от нормативных нагрузок	M N Q	−0,19 67,00 −0,05	+0,96 7,20 +0,22	−0,96 7,20 −0,22	— — —	+7,57 43,00 +3,62	−7,57 43,00 −3,62	— — —	±2,46 0,00 ±0,58	+14,70 0,00 +1,34	−14,70 0,00 −1,34	−14,89 81,40 −1,39			−2,65 167,40 −0,63		

поперечная сила

$$Q_{IV} = 1,235 - 0,90 + 0,26 \cdot 10,95 = 3,185\ m.$$

Стойки по осям *Б* и *В*:
изгибающие моменты

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 1,61 \cdot 3,80 = +6,12\ m \cdot м;$$

$$M_{IV} = 1,61 \cdot 10,95 = +17,65\ m \cdot м;$$

продольные силы $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$;
поперечная сила $Q_{IV} = +1,61\ m$.

Стойка по оси *Г*:
изгибающие моменты

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = (1,235 - 0,88)\,3,80 + \frac{0,195 \cdot 3,80^2}{2} = +2,76\ m \cdot м;$$

$$M_{IV} = (1,235 - 0,88)\,10,95 + \frac{0,195 \cdot 10,95^2}{2} = +15,56\ m \cdot м;$$

продольные силы

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = 1,235 - 0,88 + 0,195 \cdot 10,95 = +2,495\ m.$$

При направлении ветра справа налево (загружение 10) усилия в стойках по осям *А* и *Б* равны с обратным знаком величинам усилий соответственно в стойках по осям *Г* и *В* при действии ветра слева направо (загружение 9).

Вычисление наибольших возможных расчетных усилий в сечениях стоек по осям *А* и *Б* приведено в табл. 12.4, куда вписаны значения усилий в стойках, полученные из расчета поперечника на все виды нагрузок.

Для расчета оснований фундаментов стоек в табл. 12.4 для сечений IV дополнительно приводятся величины нормативных усилий. Эти усилия получаются делением расчетных усилий от отдельных видов нагрузок на соответствующие коэффициенты перегрузки.

В целях упрощения расчета разрешается величины нормативных усилий вычислять делением суммарных расчетных усилий на осредненные коэффициенты перегрузки.

Усилия в сечениях стоек определены для основных и дополнительных сочетаний нагрузок.

Согласно СНиП II-А.11—62 (см. раздел IV) в основное сочетание включаются постоянная нагрузка и одна из кратковременных нагрузок; при этом вертикальные и горизонтальные нагрузки от двух мостовых кранов рассматриваются как одна кратковременная нагрузка. Одновременное действие четырех кранов на колонне по оси *Б* (по два крана в каждом из примыкающих пролетов) рассмотрено в дополнительном сочетании. Для колонны по оси *Б* в основном сочетании возможен случай действия по одному крану в каждом из примыкающих пролетов, но такое загружение менее опасно, чем действие двух кранов с одной стороны и поэтому не рассматривается.

При определении расчетных усилий от дополнительных сочетаний нагрузок все расчетные усилия от отдельных нагрузок, кроме собственного веса, умножаются на коэффициент 0,9.

При определении усилий от сочетаний нагрузок учитываются только реальные их сочетания. Так, во всех сочетаниях учитывается постоянная нагрузка; поперечное торможение кранов учитывается только при одновременном учете их вертикального давления.

Для каждого сочетания нагрузок определены следующие комбинации усилий:

а) наибольший положительный момент $M_{макс}$ и соответствующее ему продольное усилие $N_{соотв}$;

б) наибольший отрицательный момент $M_{мин}$ и соответствующее ему продольное усилие $N_{соотв}$;

в) наибольшее продольное усилие $N_{макс}$ и соответствующий ему момент $M_{соотв}$.

Кроме того, для каждой комбинации усилий в сечениях IV вычислены еще необходимые для расчета фундаментов величины поперечных сил.

В табл. 12.4 в столбцах 14—19 записаны только те величины усилий, которые выявляют их новые комбинации.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ АРМАТУРЫ

Продольную арматуру стоек принимаем из горячекатаных стержней периодического профиля из стали класса А-III; хомуты — из круглой гладкой стали класса А-I.

Стойка по оси *Б*. Стойка по оси Б имеет симметричную форму и близкие по величине значения положительных и отрицательных изгибающих моментов (см. табл. 12.4); поэтому принимаем симметричное армирование ее сечений.

Подбор сечения арматуры в надкрановой части стойки производим по усилиям в сечении II, а в подкрановой части — по усилиям в сечениях III и IV. Так как усилия в сечениях III и IV близки по величине, принимаем одинаковое их армирование, удовлетворяющее наибольшим усилиям, т. е. комбинации по $M_{макс}$ в сечении III и по $M_{мин}$ и $M_{макс}$ — в сечении IV.

Надкрановая часть стойки. Размеры сечения:

$$b = 40\ см;\ h = 60\ см;\ a = a' = 3{,}5\ см;\ h_0 = 60 - 3{,}5 = 56{,}5\ см;$$

$$F = b \cdot h = 40 \cdot 60 = 2\,400\ см^2.$$

Расчетная длина и гибкость:

$$l_0 = 2{,}5H_в = 2{,}5 \cdot 380 = 950\ см;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{950}{60} = 15{,}8 > 10.$$

Следовательно, в расчете необходимо учесть влияние длительного действия нагрузки и продольного изгиба элемента.

Подсчет приведенных усилий и эксцентриситетов в расчетном сечении в надкрановой части стойки произведен в табл. 12.5. Значения коэффициентов $m_{дл}$ определены по табл. 4.4.

При подборе симметричной арматуры достаточно рассмотреть только комбинацию усилий I, так как в ней усилия больше, чем в комбинации II (см. табл. 12.5), и комбинацию III.

К о м б и н а ц и я у с и л и й I. Требуемое сечение арматуры определяем по алгоритму, приведенному в табл. 4.22. Принимаем С = 400. Согласно п. 2 необходимо определить $N_п$ и e.

Из табл. 12.5 выписываем

$$N_п = 71{,}09\ т \text{ и } e_{оп} = 0{,}325\ м.$$

Эксцентриситет e вычисляем по алгоритму, приведенному в табл. 4.20, начиная с п. 13, так как $N_п$ и $e_{оп}$ уже вычислены. При этом коэффициент η находим не по графику, а по формуле (4.85)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_п}{CR_иF}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{71\,090}{400 \cdot 110 \cdot 2\,400}\,15{,}8^2} = 1{,}2.$$

Так как сечение симметричное и $F_а = F'_а$, то принимаем

$$c = \frac{h_0 - a'}{2} = \frac{56{,}5 - 3{,}5}{2} = 26{,}5\ см$$

Таблица 12.5. **Приведенные усилия и эксцентриситеты в расчетном сечении надкрановой части стойки по оси Б**

Расчетные величины	Комбинация I		Комбинация II		Комбинация III	
	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие
M, $т \cdot м$	23,11	0,13	−22,85	0,13	0,13	0,13
N, $т$	64,35	55,26	64,35	55,26	75,46	55,26
$e_{0\,дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}}$, $м$	—	~0	—	—	—	~0
$\frac{e_{0дл}}{h} = \frac{e_{0дл}}{0{,}600}$	—	~0	—	—	—	~0
$m_{дл}$	0,89		—		0,89	
$m_{э.дл} = \frac{m_{дл} + 2\frac{e_{0дл}}{h}}{1 + 2\frac{e_{0\,дл}}{h}}$	0,89		—		0,89	
$M_{п} = \frac{M_{дл}}{m_{э\,дл}} + (M - M_{дл})$, $т \cdot м$	23,13	—	−22,85	—	0,15	—
$N_{п} = \frac{N_{дл}}{m_{э.дл}} + (N - N_{дл})$, $т$	71,09	—	64,35	—	82,20	—
$e_{0п} = \frac{M_{п}}{N_{п}}$, $м$	0,325	—	0,355	—	0,002	—
$\frac{e_{0п}}{h} = \frac{e_{0п}}{0{,}6}$	0,54	—	0,59	—	~0	—

Примечание. Влияние длительности действия нагрузки в комбинации II не учитывается, так как изгибающие моменты от кратковременной и длительной частей нагрузок действуют в противоположные стороны.

и переходим к п. 16.

$$e = e_{оп}\eta + c = 32{,}5 \cdot 1{,}2 + 26{,}5 = 65{,}5 \text{ см}.$$

Возвращаемся к п. 3 алгоритма табл. 4.22.

$$x = \frac{N_{п}}{R_{и}b} = \frac{71\,090}{110 \cdot 40} = 16{,}2 \text{ см}.$$

Так как $x = 16{,}2$ см $< 0{,}55\,h_0 = 0{,}55 \cdot 56{,}5 = 31{,}1$ см, переходим к п. 5.

$$A_0 = \frac{N_{п}e}{R_{и}bh_0^2} = \frac{71\,090 \cdot 65{,}5}{110 \cdot 40 \cdot 56{,}5^2} = 0{,}331.$$

По табл. 4.6 в зависимости от $A_0 = 0{,}331$ находим $\alpha = 0{,}42$;

$$x' = \alpha h_0 = 0{,}42 \cdot 56{,}5 = 23{,}8 \text{ см}.$$

Так как $x' = 23{,}8 > 2a' = 2 \cdot 3{,}5 = 7$ см, переходим к п. 10.
Так как $x = 16{,}2$ см $> 2a' = 7$ см, переходим к п. 12.

$$F_{а} = F_{а}' = \frac{N_{п}[e - (h_0 - 0{,}5x)]}{R_{а}(h_0 - a')} = \frac{71\,090\,[65{,}5 - (56{,}5 - 0{,}5 \cdot 16{,}2)]}{3\,750\,(56{,}5 - 3{,}5)} = 6{,}1 \text{ см}^2.$$

Выполняя требование п. 14, определяем значение C, соответствующее найденному значению $F_а$.

В соответствии с пунктами 9 и 10 алгоритма табл. 4.20, находим по табл. 4.18 граничное значение $\left[\frac{e_{оп}}{h}\right]$ для бетона марки 200 и $\lambda = 15,8$ и сравниваем его с фактическим значением $\frac{e_{оп}}{h}$.

$$\left[\frac{e_{оп}}{h}\right] = 0,53 < \frac{e_{оп}}{h} = 0,54.$$

Переходим к п. 12.

В зависимости от $\mu = \frac{F_а}{F} 100 = \frac{6,1}{2400} 100 = 0,25\%$ и $\frac{l_{оп}}{h} = 0,54$ по табл. 4.19 находим $C = 362$.

Полученное значение C можно считать мало отличающимся от предварительно принятого и поэтому в уточнении сечения арматуры нет необходимости.

Комбинация усилий III. Требуемое сечение арматуры определяем в той же последовательности и по тем же формулам, что и в предыдущем случае.

Предварительно принимаем $C = 362$, соответствующее $F_а$, требуемому при действии усилий по комбинации I.

Из табл. 12.5 выписываем:

$$N_п = 82,2 \ т \text{ и } e_{0п} = 0,002 \ м;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{82\,200}{362 \cdot 110 \cdot 2400} 15,8^2} = 1,31;$$

$$e = 0,2 \cdot 1,31 + 26,5 = 26,8 \ см.$$

Далее продолжаем расчет по алгоритму табл. 4.22, начиная с п. 3.

$$x = \frac{82\,200}{110 \cdot 40} = 18,7 \ см < 0,55h_0 = 31,1 \ см;$$

$$A_0 = \frac{82\,200 \cdot 26,8}{110 \cdot 40 \cdot 56,5^2} = 0,156.$$

По табл. 4.6 $\alpha = 0,17$;

$$x' = 0,17 \cdot 56,5 = 9,7 \ см.$$

Так как $x' = 9,7 \ см > 2a' = 7 \ см$ и $x = 18,7 \ см > 2a' = 7 \ см$, переходим к п. 12.

$$F_а = F'_а = \frac{82\,200\,[26,8 - (56,5 - 0,5 \cdot 18,7)]}{3750\,(56,5 - 3,5)} < 0.$$

Расчетная арматура по комбинации усилий III не требуется.

Окончательно принимаем с каждой стороны сечения надкрановой части стойки по 2 ⌀ 20АIII ($F_а = F'_а = 6,28 \ см^2$), что соответствует требованиям расчета при действии усилий комбинации I.

Подкрановая часть стойки. Размеры сечения:

$$b = 40 \ см; \ h = 80 \ см, \ a = a' = 3,5 \ см; \ h_0 = 80 - 3,5 = 76,5 \ см;$$

$$F = 40 \cdot 80 = 3200 \ см^2.$$

Расчетная длина и гибкость:

$$l_0 = 1,5H_н = 1,5 \cdot 715 = 1072 \ см;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{1072}{80} = 13,4 > 10.$$

Следовательно, в расчете необходимо учесть влияние длительного действия нагрузки и продольного изгиба элемента.

Таблица 12.6. **Приведенные усилия и эксцентриситеты в расчетном сечении подкрановой части стойки по оси *Б*.**

Расчетные величины	Комбинация I		Комбинация II		Комбинация III	
	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие
M, $m \cdot м$	28,07	0,13	−28,15	−0,21	−18,75	−0,21
N, m	121,26	65,82	129,16	73,72	194,60	73,72
$e_{0\,дл} = \frac{N_{дл}}{M_{дл}}$, $м$	—	0,002	—	0,003	—	0,003
$\frac{e_{0\,дл}}{h} = \frac{e_{0\,дл}}{0{,}800}$	—	~0	—	~0	—	~0
$m_{дл}$	0,94					
$m_{э.дл} = \frac{m_{дл} + 2\frac{e_{0\,дл}}{h}}{1 + 2\frac{e_{0\,дл}}{h}}$	0,94					
$M_п = \frac{M_{дл}}{m_{э.дл}} + (M - M_{дл})$, $m \cdot м$	28,08	—	−28,16	—	−18,76	—
$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{э.дл}} + (N - N_{дл})$, m	125,44	—	133,94	—	199,38	—
$e_{0\,п} = \frac{M_п}{N_п}$ $м$	0,224	—	0,210	—	0,094	—
$\frac{e_{0\,п}}{h} = \frac{e_{0\,п}}{0{,}8}$	0,28	—	0,26	—	0,12	—

Подсчет приведенных усилий и эксцентриситетов в расчетном сечении подкрановой части стойки произведен в табл. 12.6.

При подборе симметричной арматуры достаточно рассмотреть только комбинации усилий *II* (в ней усилия больше, чем в комбинации I) и III.

К о м б и н а ц и я у с и л и й I I. Последовательность расчета и формулы те же, что и в предыдущих случаях. Принимаем $C = 400$.

Из табл. 12.6 выписываем:

$$N_п = 133{,}94\ m \text{ и } e_{0п} = 0{,}21\ м;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{133\,940}{400 \cdot 110 \cdot 3200} 13{,}4^2} = 1{,}21;$$

$$c = \frac{h_0 - a'}{2} = \frac{76{,}5 - 3{,}5}{2} = 36{,}5\ см;$$

$$e = 21 \cdot 1{,}21 + 36{,}5 = 61{,}9\ см.$$

Далее продолжаем расчет по алгоритму табл. 4.22, начиная с п. *3*

$$x = \frac{133\,940}{110 \cdot 40} = 30{,}5\ см < 0{,}55h_0 = 0{,}55 \cdot 76{,}5 = 42{,}1\ см.$$

Переходим к п. 5.

$$A_0 = \frac{133\,940 \cdot 61{,}9}{110 \cdot 40 \cdot 76{,}5^2} = 0{,}32.$$

По табл. 4.6 $\alpha = 0{,}4$;

$$x' = 0{,}4 \cdot 76{,}5 = 30{,}6\ см.$$

Так как $x' = 30{,}6\ см > 2a' = 2 \cdot 3{,}5 = 7{,}0\ см$ и $x = 30{,}6\ см > 2a' = 7\ см$, переходим к п. 12.

$$F_а = F'_а = \frac{133\,940\,[61{,}9 - (76{,}5 - 0{,}5 \cdot 30{,}6)]}{3750\,(76{,}5 - 3{,}5)} = 0{,}3\ см^2.$$

Отмечаем, что расчетное сечение арматуры меньше минимального допустимого $F_{а\,мин} = \mu_{мин} b h_0 = 0{,}002 \cdot 40 \cdot 76{,}5 = 6{,}1\ см^2$.

Выполняя требование п. 14, определяем значение C, соответствующее минимально допустимому армированию, и сравниваем его с предварительно принятым $C = 400$.

По табл. 4.18 для бетона марки 200 и $\frac{e_0}{h} = 13{,}4$ находим граничное значение относительного эксцентриситета и сравниваем с фактическим его значением

$$\left[\frac{e_{оп}}{h}\right] = 55 > \frac{e_{оп}}{h} = 0{,}28.$$

Следовательно, значение C необходимо определить в зависимости от $\left[\frac{e_{оп}}{h}\right]$.

По табл. 4.19 в зависимости от $\frac{e_{оп}}{h} = 0{,}55$ и $\mu = 0{,}2\%$ находим $C = 337$.

Так как найденное значение c существенно меньше предварительно принятого, то необходимо в соответствии с п. 14 перейти к п. 2, т. е. выполнить второй этап расчета. Этот расчет выполняется в той же последовательности с учетом того, что величины $N_п$, $e_{оп}$, c и x имеют прежние значения.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{133\,940}{337 \cdot 110 \cdot 3200}\,13{,}4^2} = 1{,}26;$$

$$e = 21 \cdot 1{,}26 + 36{,}5 = 63\ см;$$

$$A_0 = \frac{133\,940 \cdot 63}{110 \cdot 40 \cdot 76{,}5^2} = 0{,}328.$$

По табл. 4.6 $\alpha = 0{,}415$;

$$x' = 0{,}415 \cdot 76{,}5 = 31{,}8\ см > 2 \cdot 3{,}5 = 7\ см.$$

$$F_а = F'_а = \frac{133\,940\,[63 - (76{,}5 - 0{,}5 \cdot 30{,}5)]}{3750\,(76{,}5 - 3{,}5)} = 0{,}88\ см^2 < F_{а\,мин} = 6{,}1\ см^2.$$

Этот этап расчета следует считать окончательным, так как фактическое армирование не может быть меньшим $F_{а\,мин}$.

К о м б и н а ц и я у с и л и й III. Принимаем $C = 337$, соответствующее $F_{а\,мин}$.

Из табл. 12.6 выписываем:

$$N_п = 199{,}38\ т \text{ и } e_{оп} = 0{,}094\ см;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{199\,380}{337 \cdot 110 \cdot 3200}\,13{,}4^2} = 1{,}43;$$

$$e = 9{,}4 \cdot 1{,}43 + 36{,}5 = 50\ см.$$

Далее продолжаем расчет по алгоритму табл. 4.22, начиная с п. 3.

$$x = \frac{199\,380}{110 \cdot 40} = 45{,}4\ см.$$

Так как $x = 45{,}4\ см > 0{,}55\,h_0 = 42{,}1\ см$, переходим к п. 13.

$$F_а = F'_а = \frac{N_п e - 0{,}4 R_и b h_0^2}{R_{ас}\,(h_0 - a')} = \frac{199\,380 \cdot 50 - 0{,}4 \cdot 110 \cdot 40 \cdot 76{,}5^2}{3600\,(76{,}5 - 3{,}5)} < 0.$$

Таблица 12.7. **Приведенные усилия, эксцентриситеты и выявление случаев внецентренного сжатия в расчетном сечении надкрановой части стойки по оси А**

Расчетные величины	Комбинация I		Комбинация II		Комбинация III	
	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие
M, *тм*	4,43	0,96	−8,05	0,96	1,66	0,96
N, *т*	40,53	31,44	31,44	31,44	41,54	31,44
$e_{0\,дл}=\frac{M_{дл}}{N_{дл}}$, *м*	—	0,03	—	—	—	0,03
$\frac{e_{0\,дл}}{h}=\frac{e_{0\,дл}}{0,38}$	—	0,079	—	—	—	0,079
$m_{дл}$	0,72		—		0,72	
$m_{э.дл}=\frac{m_{дл}+2\frac{e_{0\,дл}}{h}}{1+2\frac{e_{0\,дл}}{h}}$	0,76		—		0,76	
$M_п=\frac{M_{дл}}{m_{э.дл}}+(M-M_{дл})$ *тм*	4,73	—	−8,05	—	1,96	—
$N_п=\frac{N_{дл}}{m_{э.дл}}+(N-N_{дл})$, *т*	50,49	—	31,44	—	51,5	—
$e_{0\,п}=\frac{M_п}{N_п}$ *м*	0,094	—	0,255	—	0,038	—
$\frac{e_{0\,п}}{h}=\frac{e_0}{0,38}$	0,25	—	0,67	—	0,10	—
$x=\frac{N_п}{R_и b}$	11,5 *см* $<0,55h_0=$ $=0,55\cdot34,5=19$ *см*		7,15 *см* $<0,55h_0=$ $=19$ *см*		11,7 *см* $<0,55h_0=$ $=19$ *см*	
Случай внецентренного сжатия	I		I		I	

Примечание. Влияние длительности действия нагрузки в комбинации II не учитывается, так как изгибающие моменты от кратковременной и длительной частей нагрузок действуют в противоположные стороны.

По расчету арматуры не требуется. Окончательно принимаем с каждой стороны сечения подкрановой части стойки по 2 ⌀ 20AIII ($F_а=F'_а=6,28$ $см^2 > F_{а\,мин}=6,1$ $см^2$).

Стойка по оси А. Стойка по оси *А* имеет несимметричную форму и значительно отличающиеся по величине положительные и отрицательные моменты (см. табл. 12.4), поэтому принимаем несимметричное армирование ее сечений, как более экономичное.

Подбор сечения арматуры в надкрановой части стойки производим по усилиям в сечении II, а в подкрановой части — по усилиям в сечениях III и IV. При этом подбор сечения арматуры в подкрановой части стойки целесообразно начать с сечения IV, в котором усилия больше, чем в сечении III.

Подбор сечений арматуры производим по алгоритму табл. 4.26, позволяющему выявить наименьшую суммарную площадь сечения несимметричной арматуры при действии трех комбинаций усилий.

Надкрановая часть стойки. Размеры сечения:

$$b = 40\ см;\ h = 38\ см;\ a = a' = 3{,}5\ см;$$

$$h_0 = 38 - 3{,}5 = 34{,}5\ см;\ F = 40 \cdot 38 = 1520\ см^2.$$

Расчетная длина и гибкость:

$$l_0 = 2{,}5 H_e = 2{,}5 \cdot 380 = 950\ см;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{950}{38} = 25 > 10.$$

Следовательно, в расчете необходимо учесть влияние длительного действия нагрузки и продольного изгиба элемента.

Подсчет приведенных усилий, эксцентриситетов и выявление случаев внецентренного сжатия в расчетном сечении надкрановой части стойки произведен в табл. 12.7.

Все комбинации усилий соответствуют случаю 1 внецентренного сжатия, поэтому расчет следует выполнять по варианту A.

В соответствии с требованием п. 2 алгоритма табл. 4.26 определяем сечение симметричной арматуры для комбинаций усилий I и II по алгоритму табл. 4.22.

Комбинация усилий I. Принимаем $C = 400$.

Из табл. 12.7 выписываем:

$$N_п = 50{,}49\ т\ \text{ и }\ e_{0п} = 0{,}094\ м;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{50\,490}{400 \cdot 110 \cdot 1520} 25^2} = 1{,}88;$$

$$c = \frac{34{,}5 - 3{,}5}{2} = 15{,}5\ см;$$

$$e = 9{,}4 \cdot 1{,}88 + 15{,}5 = 33{,}2\ см;$$

$$x = \frac{50\,490}{110 \cdot 40} = 11{,}4\ см.$$

Так как $x = 11{,}4\ см < 0{,}55\ h_0 = 0{,}55 \cdot 34{,}5 = 19\ см$, переходим к п. 5.

$$A_0 = \frac{50\,490 \cdot 33{,}2}{110 \cdot 40 \cdot 34{,}5^2} = 0{,}32.$$

По табл. 4.6 $\alpha = 0{,}4$;

$$x' = 0{,}4 \cdot 34{,}5 = 13{,}8\ см.$$

Так $x' = 13{,}8\ см > 2a' = 2 \cdot 3{,}5 = 7\ см$ и $x = 11{,}4\ см > 2a' = 7\ см$, переходим к п. 12.

$$F_{a1} = F'_{a1} - \frac{50\,490\,[33{,}2 - (34{,}5 - 0{,}5 \cdot 11{,}4)]}{3750\,(34{,}5 - 3{,}5)} = 1{,}92\ см^2 < F_{a\,мин} =$$

$$= \mu_{мин} b h_0 = 0{,}002 \cdot 40 \cdot 34{,}5 = 2{,}76\ см^2.$$

Практически с каждой стороны сечения будет поставлено не менее 2 ⌀ ⌀ 16АIII ($F_{a1} = F'_{a1} = 4{,}02\ см^2$).

Выполняя требование п. 14, определяем значение C, соответствующее

$$\mu = \frac{4{,}02}{1520} 100 = 0{,}27\,\%.$$

В соответствии с пунктами 9 и 10 алгоритма табл. 4.20 по табл. 4.18 находим граничное значение $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$ для бетона марки 200 и $\lambda = 25$ и сравниваем его с фактическим значением $\frac{e_{0п}}{h}$: $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right] = 0{,}3 > \frac{e_{0п}}{h} = 0{,}25.$

Переходим к п. 12.

В зависимости от $\mu = 0{,}27\%$ и $\frac{e_{0п}}{h} = 0{,}3$ по табл. 4.19 находим $C = 445$.

Так как значение коэффициента C увеличилось по сравнению с предварительно принятым, пересчет сечения арматуры в данном случае не имеет смысла, потому что расчетное сечение арматуры будет еще меньшим, чем фактически должно быть поставлено.

Комбинация усилий II. Принимаем $C = 400$.

Из табл. 12.7 выписываем:

$$N_п = 31{,}44\ т \text{ и } e_{0п} = 0{,}255\ м;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{31\,440}{400 \cdot 110 \cdot 1520} 25^2} = 1{,}41;$$

$$e = 25{,}5 \cdot 1{,}41 + 15{,}5 = 51{,}6\ см.$$

Далее продолжаем расчет по алгоритму табл. 4.22, начиная с п. 3.

$$x = \frac{31\,440}{110 \cdot 40} = 7{,}15\ см < 0{,}55h_0 = 19\ см;$$

$$A_0 = \frac{31\,440 \cdot 51{,}6}{110 \cdot 40 \cdot 34{,}5^2} = 0{,}31.$$

По табл. 4.6. $\alpha = 0{,}38$;

$$x' = 0{,}38 \cdot 34{,}5 = 13{,}1\ см.$$

Так как $x' = 13{,}1\ см > 2a' = 7\ см$ и $x = 7{,}15\ см > 2a' = 7\ см$, переходим к п. 12.

$$F_{а2} = F'_{а2} = \frac{31\,440\,[51{,}6 - (34{,}5 - 0{,}5 \cdot 7{,}15)]}{3750\,(34{,}5 - 3{,}5)} = 5{,}6\ см^2.$$

Фактически с каждой стороны сечения может быть поставлено по 3 ∅ 16АIII ($F_{а2} = F'_{а2} = 6{,}03\ см^2$).

Выполняя требование п. 14, определяем значение C, соответствующее полученному армированию, и сравниваем его с предварительно принятым $C = 400$.

По табл. 4.19 в зависимости $\frac{e_{0п}}{h} = 0{,}67$ и $\mu = \frac{6{,}03}{1520} 100 = 0{,}4\%$ находим $C = 360$.

Так как найденное значение C несколько меньше предварительно принятого, то необходимо перейти к п. 2, т. е. выполнить второй этап расчета.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{31\,440}{360 \cdot 110 \cdot 1520} 25^2} = 1{,}48;$$

$$e = 25{,}5 \cdot 1{,}48 + 15{,}5 = 53{,}3\ см;$$

$$A_0 = \frac{31\,440 \cdot 53{,}3}{110 \cdot 40 \cdot 34{,}5^2} = 0{,}32.$$

По табл. 4.6 $\alpha = 0{,}40$;

$$x' = 0{,}40 \cdot 34{,}5 = 13{,}8\ см > 2a' = 7\ см;$$

$$F_{а2} = F'_{а2} = \frac{31\,440\,[53{,}3 - (34{,}5 - 0{,}5 \cdot 7{,}15)]}{3750\,(34{,}5 - 3{,}5)} = 6{,}04\ см^2.$$

Так как полученное сечение арматуры совпадает с ранее принятым, то этот этап расчета является окончательным.

Возвращаемся к алгоритму табл. 4.26.

Так как $F_{a1} = 4,02$ *см*$^2 < F_{a2} = 6,03$ *см*^{2}, то согласно п. 3, переходим к п. 6.

Принимаем F_{a1} в качестве F'_{a2} и определяем по алгоритму табл. 4.25 для комбинации усилий II растянутую арматуру F^*_{a2}.

Поскольку сжатая арматура принята $F'_{a.пр} = 4,02$ *см*^{2}, то расчет ведем с п. 7.

$$A_0 = \frac{N_{п}e - R_{ac}F'_{a.пр}(h_0 - a')}{R_{и}bh_0^2} = \frac{31\,440 \cdot 53,3 - 3600 \cdot 4,02\,(34,5 - 3,5)}{110 \cdot 40 \cdot 34,5^2} = 0,23.$$

По табл. 4.6 $\alpha = 0,27$.

Так как $\alpha = 0,27 > \frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 3,5}{34,5} = 0,203$, переходим к п. 10.

$$F^*_{a2} = \frac{\alpha R_{и}bh_0 - N_{п}}{R_{a}} + F'_{a.пр} = \frac{0,27 \cdot 110 \cdot 40 \cdot 34,5 - 31\,440}{3750} + 4,02 = 6,57\ см^2.$$

Переходим к п. 12. Так как полученное сечение растянутой арматуры мало отличается от $F_{a2} = 6,03$ *см*^{2}, при котором определено $e = 53,3$ *см*, то этот этап расчета можно считать окончательным.

Возвращаемся к алгоритму табл. 4.26. В соответствии с п. 7 окончательно принимаем у наружной грани стойки 2 ⌀ 16AIII ($F_{a1} = 4,02$ *см*^{2}) и у внутренней — 3 ⌀ 18AIII ($F_{a2} = 7,63$ *см*^{2}).

Подкрановая часть стойки. Размеры сечения:

$$b = 40\ см;\ h = 80\ см;\ a = a' = 3,5\ см;\ h_0 = 80 - 3,5 = 76,5\ см;$$

$$F = 40 \cdot 80 = 3200\ см^2.$$

Расчетная длина и гибкость:

$$l_0 = 1,5H_{н} = 1,5 \cdot 7,15 = 1072\ см;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{1072}{80} = 13,4 > 10.$$

Следовательно, в расчете необходимо учесть влияние длительного действия нагрузки и продольного изгиба элемента.

Сечение IV. Подсчет приведенных усилий эксцентриситетов и выявления случаев внецентренного сжатия в сечении IV подкрановой части стойки произведен в табл. 12.8.

Все комбинации усилий соответствуют случаю 1 внецентренного сжатия, поэтому расчет следует выполнять по варианту *А*.

В соответствии с требованием п. 2 алгоритма табл. 4.26 определяем сечение симметричной арматуры для комбинации усилий I и II по алгоритму табл. 4.22.

Комбинация усилий I. Принимаем $C = 400$.

Из табл. 12.8 выписываем

$$N_{п} = 91,85\ т\ и\ e_{0п} = 0,254\ м;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{91\,850}{400 \cdot 110 \cdot 3200}13,4^2} = 1,13;$$

$$c = \frac{76,5 - 3,5}{2} = 36,5\ см;$$

$$e = 25,4 \cdot 1,13 + 36,5 = 65,3\ см;$$

$$x = \frac{91\,850}{110 \cdot 40} = 20,8\ см < 0,55 \cdot 76,5 = 42\ см.$$

Переходим к п. 5.

$$A_0 = \frac{91\,850 \cdot 65,3}{110 \cdot 40 \cdot 76,5^2} = 0,232.$$

Таблица 12.8. **Приведенные усилия, эксцентриситеты и выявление случаев внецентренного сжатия в сечении IV подкрановой части стойки**

Расчетные величины	Комбинация I		Комбинация II		Комбинация III	
	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие	Полные усилия	В том числе длительно действующие
M, $т \cdot м$	23,24	0,68	−17,01	0,68	23,15	0,68
N, $т$	89,59	43,24	98,68	43,24	98,68	43,24
$e_{0\,дл} = \frac{M_{дл}}{N_{дл}}$, $м$	—	0,016	—	—	—	0,016
$\frac{e_{0\,дл}}{h} = \frac{e_{0\,дл}}{0{,}800}$	—	0,02	—	—	—	0,02
$m_{дл}$	0,94		—		0,94	
$m_{э.дл} = \frac{m_{дл} + 2\frac{e_{0\,дл}}{h}}{1 + 2\frac{e_{0\,дл}}{h}}$	0,95		—		0,95	
$M_п = \frac{M_{дл}}{m_{э.дл}} + (M - M_{дл})$, $т \cdot м$	23,28	—	−17,01	—	23,19	
$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{э.дл}} + (N - N_{дл})$, $т$	91,85	—	98,68	—	100,94	—
$e_{0\,п} = \frac{M_п}{N_п}$, $м$	0,254	—	0,172	—	0,23	—
$\frac{e_{0\,п}}{h} = \frac{e_{0\,п}}{0{,}8}$	0,318	—	0,215	—	0,29	—
$x = \frac{N_п}{R_и b}$	20,9 *см* $< 0{,}55h_0 = 0{,}55 \cdot 76{,}5 = 42{,}0$ *см*		22,4 *см* $< 0{,}55h_0 = 42{,}0$ *см*		23,0 *см* $< 0{,}55h_0 = 42{,}0$ *см*	
Случай внецентренного сжатия	1		1		1	

Примечание. Влияние длительности действия нагрузки в комбинации II не учитывается, так как изгибающие моменты от кратковременной и длительной частей нагрузок действуют в противоположные стороны.

По табл. 4.6 $\alpha = 0{,}27$;

$$x' = 0{,}27 \cdot 76{,}5 = 20{,}6 \text{ см}.$$

Так как $x' = 20{,}6$ *см* $> 2a' = 2 \cdot 3{,}5 = 7$ *см* и $x = 20{,}8$ *см* $> 2a' = 7$ *см*, переходим к п. 12.

$$F_{a1} = F'_{a1} = \frac{91\,850\,[65{,}3 - (76{,}5 - 0{,}5 \cdot 20{,}8)]}{3750\,(76{,}5 - 3{,}5)} < 0.$$

Практически с каждой стороны сечения будет поставлено не менее 3 Ø 18AIII ($F_{a1} = F'_{a1} = 7{,}63$ *см*²).

Выполняя требование п. 14, определяем значение C, соответствующее $\mu = \frac{7{,}63}{3200} \cdot 100 = 0{,}24\%$.

В соответствии с пунктами 9 и 10 алгоритма табл. 4.20 находим по табл. 4.18 граничное значение $\left[\frac{e_{0п}}{h}\right]$ для бетона марки 200 и $\lambda = 13{,}4$ и срав-

ниваем его с фактическим значением $\frac{e_{оп}}{h}$: $\left[\frac{e_{оп}}{h}\right] = 0{,}55 > \frac{e_{оп}}{h} = 0{,}318.$

Переходим к п. 12.

В зависимости от $\mu = 0{,}24\%$ и $\frac{e_{оп}}{h} = 0{,}55$ по табл. 4.19 находим $C = 354$.

Так как найденное значение C существенно меньше предварительно принятого, то необходимо в соответствии с п. 14 перейти к п. 2, т. е. выполнить второй этап расчета.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{91\,850}{354 \cdot 110 \cdot 3200} \cdot 13{,}4^2} = 1{,}15;$$

$$e = 25{,}4 \cdot 1{,}15 + 36{,}5 = 65{,}9 \text{ см};$$

$$A_0 = \frac{91\,850 \cdot 65{,}9}{110 \cdot 40 \cdot 76{,}5^2} = 0{,}234.$$

По табл. 4.6 $\alpha = 0{,}27$;

$$x' = 0{,}27 \cdot 76{,}5 = 20{,}6 \text{ см} > 2a' = 7 \text{ см};$$

$$F_{a1} = F'_{a1} = \frac{91\,850\,[65{,}9 - (76{,}5 - 0{,}5 \cdot 20{,}8)]}{3750\,(76{,}5 - 3{,}5)} < 0.$$

Расчет следует считать законченным, так как при значении C, соответствующем сечению арматуры, устанавливаемой по конструктивным соображениям, расчетной арматуры не требуется.

Необходимость в подборе сечения арматуры при действии комбинации усилий II отпадает, так как в ней изгибающий момент меньше, чем в комбинации I (см. табл. 12.8).

Отпадает также необходимость подбора арматуры в сечении III, так как в нем усилия меньше, чем в сечении IV.

Следовательно, расчетной арматуры в подкрановой части стойки не требуется. Принимаем по конструктивным соображениям с каждой стороны сечения по 3 ∅ 18AIII.

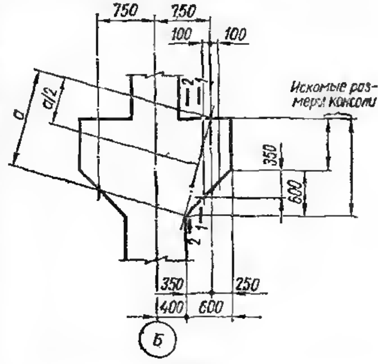


Рис. 12.25.

Расчет подкрановых консолей. Подкрановые консоли рассчитываем как короткие консоли на расчетные нагрузки от веса подкрановых балок $P_{п.б} = 5{,}28$ *т* и давления кранов $D_{макс} = 51{,}5$ *т*. Длину площадки опирания принимаем равной ширине ребра подкрановой балки на опоре — 200 *мм*.

Подкрановая консоль стойки по оси *Б* (рис. 12.25). Определяем расчетные усилия.*

Сечение *1—1* (по грани ближайшего к колонне края площадки опирания):

$$Q = 5{,}28 + 51{,}5 = 56{,}78 \text{ т};$$

$$M = 56{,}78 \cdot 0{,}1 = 5{,}68 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Сечение *2—2* (в корне консоли):

$$Q = 56{,}78 \text{ т};$$

$$M = 1{,}25 \cdot 56{,}78\,(0{,}75 - 0{,}40) = 24{,}8 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Определение размеров консоли начинаем с вычисления высоты сечения *1—1* из условия (9.35). Принимая $m = 1{,}6$; $z = 0{,}9$ и $\operatorname{tg}\gamma = 1$ (угол наклона нижней грани консоли 45°), получаем

$$Q = 56\,780 \leqslant mR_p bh_{01} + \frac{M}{z}\operatorname{tg}\gamma = 1{,}6 \cdot 7{,}9 \cdot 40h_{01} + \frac{568\,000}{0{,}9h_{01}} \cdot 1{,}0.$$

Решая неравенство относительно h_{01}, получаем минимальное его значение $h_{01} = 100$ *см*, откуда полная высота сечения *1—1*

$$h_1 = 100 + 3{,}5 = 103{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем $h_1 = 105$ *см*. Находим остальные размеры консоли: высота на конце консоли

$$105 - 35 = 70{,}0 \text{ см};$$

высота в корне консоли

$$105 + (60 - 35) = 130 \text{ см}.$$

Определяем сечение продольной арматуры в сечении *2—2*:

$$h_0 = 130 - 3{,}5 = 126{,}5 \text{ см};$$

$$A_0 = \frac{M}{R_u bh_0^2} = \frac{2\,460\,000}{110 \cdot 40 \cdot 126{,}5^2} = 0{,}035.$$

По табл. 4.6 находим $\gamma = 0{,}98$;

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{2\,480\,000}{3750 \cdot 0{,}98 \cdot 126{,}5} = 5{,}34 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3 ⌀ 16 *мм* AIII ($F_a = 6{,}03$ *см*²). Находим суммарную площадь сечения отогнутых стержней, пересекающих верхнюю половину линии, соединяющей точку приложения нагрузки с углом примыкания нижней грани консоли к колонне.

$$f_0 = \frac{Q - \dfrac{0{,}15R_u bh_0^2}{c_2}}{R_a \sin\alpha} = \frac{56\,780 - \dfrac{0{,}15 \cdot 110 \cdot 40 \cdot 126{,}5^2}{73}}{3750 \cdot 0{,}707} < 0,$$

где

$$c_2 = c_1 + 0{,}3h_0 = 35 + 0{,}3 \cdot 126{,}5 = 73 \text{ см}.$$

Арматура по расчету не требуется; принимаем конструктивно сечение арматуры

$$f_0 = 0{,}002b\ h_0 = 0{,}002 \cdot 40 \cdot 126{,}5 = 10{,}1 \text{ см}^2.$$

В стойке по оси *А* нагрузка приложена в пределах высоты сечении подкрановой части стойки (750 < 800 *мм*; см. рис. 12.13) и консоль в стойке нужна только для размещения опорных частей подкрановой балки. Размеры и армирование консоли принимаются конструктивно.

Армирование стоек показано на рис. 12.26—12.28 (см. вклейку). В надкрановой части стойки по оси *А* принятая в расчете арматура у наружной грани — 2 ⌀ 16 *мм* — в целях унификации с арматурой в остальных сечениях стойки заменена на 2 ⌀ 18 *мм*.

Расчет фундаментов

Расчет фундаментов производится в соответствии с пояснениями, приведенными в главе 9.

Вследствие симметрии фундаментов относительно геометрической оси подкрановой части стойки в расчете достаточно учесть только две возможные комбинации усилий, действующих на фундаменты:

1. Наибольший по абсолютной величине момент $M_{\text{макс}}$ относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, и соответствующие ему продольную $N_{\text{соотв}}$ и поперечную силы $Q_{\text{соотв}}$.

2. Наибольшую продольную силу $N_{макс}$ и соответствующие ей момент $M_{соотв}$ и поперечную силу $Q_{соотв}$.

Грунт основания — песчаный. Размеры подошвы фундаментов установлены из расчета основания (вычисления не приводятся; примеры расчетов по определению размеров подошвы и осадок отдельных фундаментов под колонны см. в главе 9).

Фундамент под стойку по оси *А* имеет размеры: $l = 2{,}9$ *м*; $b = 2{,}1$ *м*; при среднем давлении $p = 1{,}8$ *кг/см*² и осадке $s = 0{,}35$ *см*.

Фундамент под стойку по оси *Б* имеет размеры $l = 2{,}9$ *м*; $b = 2{,}5$ *м*; при среднем давлении $p = 2{,}5$ *кг/см*² и осадке $s = 0{,}52$ *см*.

Осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср} = 1{,}2$. Коэффициент трения между подошвой фундаментов и песчаным основанием (см. табл. 9.35) $f_2 = 0{,}12$.

Под фундаменты устраивается подготовка.

Ниже приводится расчет железобетонных фундаментов.

Фундамент под стойку по оси А. Принятые в соответствии с данными расчета основания и конструктивной проработкой форма и размеры фундамента показаны на рис. 12.29. Параметр модели основания k по формуле (9.155) при $\beta = 0$ (винклеровское основание)

$$k = \frac{p}{s} = \frac{1{,}8}{0{,}35} \cong 5 \text{ кг/см}^3 = 5000 \text{ т/м}^3.$$

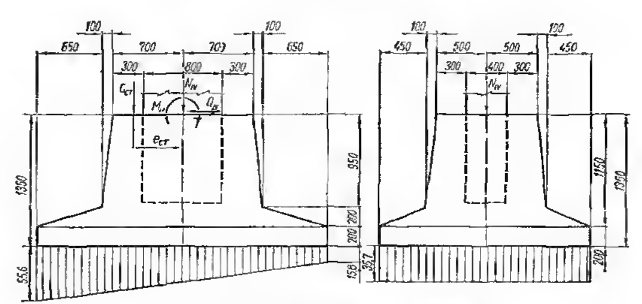


Рис. 12.29. Схема фундамента к примеру.

Определение усилий, действующих на основание. Расчетная схема усилий, действующих на основание, показана на рис. 12.29. Величины усилий M_{IV}, N_{IV} и Q_{IV}, передаваемых стойкой фундаменту при различных комбинациях нагрузок, берем из табл. 12.4.

Нагрузка от веса стены $G_{ст}$ (до отметки 7,800; остальная часть стены опирается на стойку и нагрузка от нее учтена в расчете поперечника) определена в табл. 12.9.

Расстояние от линии действия нагрузки до оси фундамента (совпадающей с осью стойки)

$$e_{ст} = \frac{0{,}20}{2} + \frac{0{,}80}{2} = 0{,}50 \text{ м}.$$

Моменты от расчетного веса стены относительно оси фундамента

$$M_{ст} = G_{ст} e_{ст} = -4{,}86 \cdot 0{,}50 = -2{,}43 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Вычисление усилий от наиболее невыгодных комбинаций нагрузок приведены в табл. 12.10.

Таблица 12.9 **Нагрузка на фундамент от веса стены**

Элемент конструкции	Нормативная нагрузка, *т*	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, *т*
Фундаментные балки [0,40 · 0,20 + (0,30 — 0,20) 0,108] · 5,00 · 2,50	1,14	1,1	1,25
Стеновые панели подоконной части ($\gamma = 900$ *кг/м*³) 1,20 · 6,00 · 0,20 · 0,900	1,30	1,1	1,43
Заполнение оконных проемов (0,05 *т/м*²) 6,60 · 6,00 · 0,05	1,98	1,1	2,18
Итого $G_{ст}$	4,42	—	4,86

Таблица 12.10. **Определение усилий от расчетных нагрузок, действующих на фундамент стойки по оси** *А* *(т · м, т)*

Комбинация нагрузки	Усилие от стойки				Усилие от стены		Усилие в уровне подошвы фундамента	
	M_{IV}	N_{IV}	Q_{IV}	$Q_{IV}H_ф$	$G_{ст}$	$G_{ст}e_{ст}$	$M+Q_{IV}H_ф$	$N=N_{IV}+G_{ст}$
1	+23,24	89,59	+2,83	+3,82	4,66	—2,43	+24,63	94,45
2	+23,15	98,68	+2,99	+4,04	4,66	—2,43	+24,76	103,54

Расчет фундамента по длине. Определяем реактивное давление грунта на единицу длины фундамента по формуле (9.174). Как следует из табл. 12.10, наиболее невыгодной является комбинация нагрузок 2.

$$p_{\substack{макс\\мин}} = \frac{N}{l} \pm \frac{6(M+QH)}{l^2} = \frac{103,54}{2,9} \pm \frac{6 \cdot 24,76}{2,9^2} = 35,7 \pm 19,9;$$

$$p_{макс} = 35,7 + 19,9 = 55,6 \ т/м;$$

$$p_{мин} = 35,7 - 19,9 = 15,8 \ т/м.$$

Определяем давление грунта в точках *0* и *4* с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций.

Для этого в соответствии с рис. 12.30 предварительно вычисляем:

$$h_0 = h - a = 0,80 - 0,05 = 0,75 \ м;$$

$$z = 0,9h_0 = 0,9 \cdot 0,75 = 0,67 \ м;$$

по формуле (9.177)

$$y_{04} = 0,5(l - h_к) - f_2(z + a) = 0,5(2,9 - 0,8) - 0,12(0,67 + 0,05) = 0,96 \ м;$$

по формуле (9.178)

$$\Delta p = \frac{\lambda_2}{z} y_{04} b_k = \frac{0,0005}{0,67} \cdot 0,96 \cdot 2,1 \cdot 5000 = 7,5 \ т/м.$$

Вычисляем давление грунта в точках *0* и *4* по формулам (9.175) и (9.176):

$$p_0 = p_{макс} - \Delta p = 55,6 - 7,5 = 48,1 \ т/м;$$

$$p_4 = p_{макс} - (p_{макс} - p_{мин}) \frac{y_{04}}{l} + \Delta p = 55,6 - (55,6 - 15,8) \frac{0,98}{2,9} +$$

$$+ 7,5 = 50,2 \ т/м.$$

Определяем площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно длинной стороне фундамента. По формуле (9.161)

$$M = 0,167(2p_0 + p_4) y_{04}^2 = 0,167(2 \cdot 48,1 + 50,2) 0,96^2 = 22,6 \ т \cdot м.$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{22,6}{1100 \cdot 1,1 \cdot 0,75^2} = 0,03,$$

где $b = 1,1$ *м* — средняя ширина верхней ступени фундамента. По табл. 4.6 $A_0 = 0,03$ соответствует $\gamma = 0,985$.

Определяем площадь сечения арматуры

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{22,6}{3,4 \cdot 0,985 \cdot 0,75} = 9,5 \ см^2.$$

Принимаем 11 ∅ 12АIII; $F_a = 10,17 \ см^2$.

$$\mu = \frac{10,17}{110 \cdot 75} = 100 = 0,12\,\% > \mu_{мин} = 0,10\,\%.$$

Проверяем, достаточно ли принятой арматуры для нижней ступени фундамента.

Для этого предварительно вычисляем:

$$z_н = 0,9 h_{н.о} = 0,9 \cdot 0,35 = 0,31 \ м;$$

$$y_{0a} = 0,5\,(l - l_1) - f_2\,(z + a) = 0,5\,(2,9 - 1,6) - 0,12\,(0,31 + 0,05) = 0,61 \ м;$$

$$p_a = p_0 - (p_0 - p_4)\frac{y_{0a}}{y_{04}} = 48,1 - (48,1 - 50,2)\frac{0,61}{0,96} = 49,4 \ т/м;$$

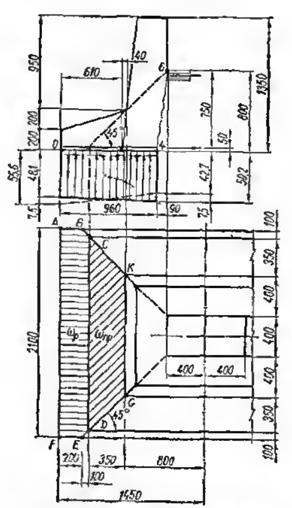


Рис. 12.30. К расчету фундамента по длине (см. пример).

$$M = 0,167\,(2p_0 + p_a)\,y_{0a}^2 = 0,167\,(2 \cdot 48,1 + 49,4)\,0,61^2 = 9,1 \ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{9,1}{1100 \cdot 1,6 \cdot 0,35^2} = 0,04.$$

По табл. 4.6 $A_0 = 0,04$ соответствует $\gamma = 0,98$, тогда

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{9,1}{3,4 \cdot 0,98 \cdot 0,35} = 7,8 \ см^2 < 10,17 \ см^2.$$

Следовательно, принятой арматуры достаточно.

Проверяем прочность фундамента на продавливание. Как следует из схемы, показанной на рис. 12.29, наиболее опасным является продавливание сквозь тело нижней ступени фундамента. Определяем продавливающую силу V_p по формуле (9.207)

$$V_p = \frac{p}{b}\,\omega_p = \frac{55,6}{2,1}\,(2,1 \cdot 0,3 - 0,1 \cdot 0,1) = 16,4 \ т.$$

Определяем прочность на продавливание по формуле (9.208)

$$Q_{пр} = 0,75\,R_p \omega_{пр} = 0,75 \cdot 79\,(1,9 \cdot 0,35 - 0,35 \cdot 0,35) = 32,1 \ т.$$

Так как условие (9.209) $V_p = 16,4 < Q_{пр} = 32,1 \ т$ удовлетворяется, то прочность фундамента на продавливание достаточна.

Проверяем трещиностойкость фундамента по изгибающему моменту.

Проверяем трещиностойкость сечения фундамента по грани верхней ступени, так оно является более опасным, чем сечение по грани колонны, у которого соотношение между вылетом консоли и высотой сечения существенно

меньше. Для этого предварительно вычисляем

$$M^{н} = \frac{1}{n_{ср}} M = \frac{1}{1,20} 9,1 = 7,6 \ т \cdot м;$$

$$W_{т} = 1,75\, W_{0} = 1,75 \cdot \frac{1,9 \cdot 0,4^2}{6} = 0,089 \ м^3.$$

При определении $W_т$ для упрощения вычислений сечение принято прямоугольным меньшей ширины — $b = 1,9$ *м*.

Проверяем выполнение условия трещиностойкости

$$R_{т} W_{т} = 110 \cdot 0,089 = 9,8 \ т \cdot м > M^{н} = 7,6 \ т \cdot м.$$

Следовательно, трещины в фундаменте не образуются.

Расчет фундамента по ширине. Определяем давление грунта на единицу ширины фундамента с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций.

Для этого предварительно вычисляем:
по формуле (9.185)

$$p_{ср} = \frac{N}{b} = \frac{103,54}{2,9} = 35,7 \ т/м;$$

по формуле (9.187)

$$y_{04} = 0,5\,(b - b_1) - f_2\,(z + a) = 0,5\,(2,1 - 0,4) - 0,12\,(0,72 + 0,005) = \\ = 0,76 \ м;$$

по формуле (9.186)

$$\Delta p = \frac{\lambda_{н}}{z} y_{04} lk = \frac{0,0005}{0,72} 0,76 \cdot 2,9 \cdot 5000 = 7,7 \ т/м.$$

Давление грунта в точках *0* и *4* по формулам (9.183) и (9.184):

$$p_0 = p_{ср} - \Delta p = 35,5 - 7,7 = 28,0 \ т/м;$$

$$p_4 = p_{ср} + \Delta p = 35,7 + 7,7 = 43.4 \ т/м.$$

Определяем площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно короткой стороне фундамента:
по формуле (9.161)

$$M = 0,167\,(2p_0 + p_4)\, y_{04}^2 = 0,167\,(2 \cdot 28,0 + 43,4)\, 0,76^2 = 9,6 \ т \cdot м;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_{и} b h_0^2} = \frac{9,6}{1100 \cdot 1,5 \cdot 0,75^2} = 0,01,$$

где $b = 1,5$ *м* — средняя ширина верхней ступени фундамента.

По табл. 4.6 $A_0 = 0,01$ соответствует $\alpha = 0,995$, тогда

$$F_{а} = \frac{M}{R_{а} \gamma h_0} = \frac{9,6}{3,4 \cdot 0,995 \cdot 0,75} = 3,8 \ см^2.$$

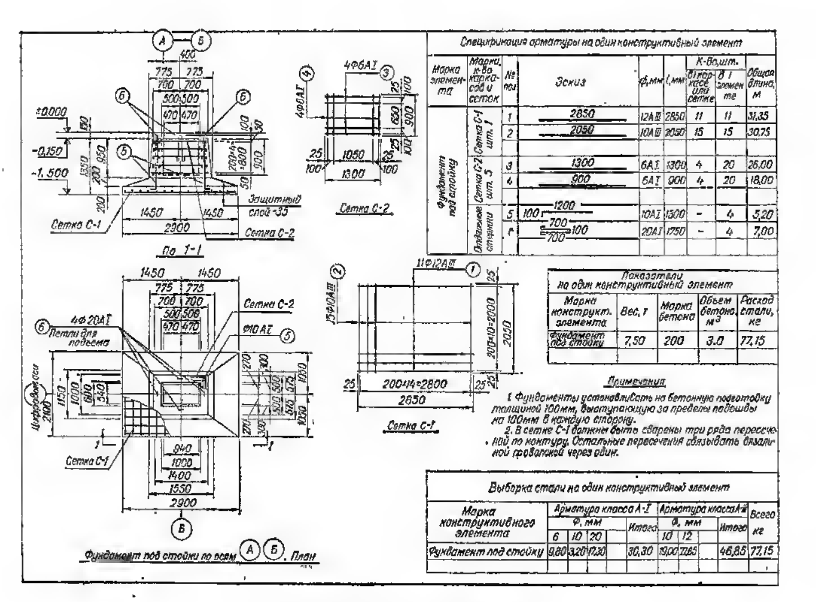
Принимаем по конструктивным соображениям 15 ⌀ 10AIII ($F_а = 11,78 \ см^2$).

$$\mu = \frac{11,78}{150 \cdot 75} \cdot 100 = 0,105\ \% \approx \mu_{мин} = 0,1\ \%.$$

Проверку условий прочности нижней ступени, прочности на продавливание и трещиностойкости можно не производить, так как они были соблюдены при расчете фундамента по длине, где усилия больше, а сечения соответственно меньше, чем в направлении ширины фундамента.

Рабочий чертеж фундамента показан на рис. 12.31.

Расчет фундамента под стойку по оси *Б* не приводится, так как он ничем принципиально не отличается от выполненного расчета фундамента под стойку по оси *А*.



Спецификация арматуры на один конструктивный элемент								
Марка элемента	Марки, к-во каркасов и сеток	№ поз	Эскиз	ф, мм	l, мм	К-во, шт. в каркасе или сетке	К-во, шт. в 1 элементе	Общая длина, м
Фундамент под стойку	Сетка С-1 шт. 1	1	2850	12AIII	2850	11	11	31,35
		2	2050	10AIII	2050	15	15	30,75
	Сетка С-2 шт. 5	3	1300	6AI	1300	4	20	26,00
		4	900	6AI	900	4	20	18,00
	Отдельные стержни	5	100, 1200	10AI	1300	–	4	5,20
		6	700, 100, 700	20AI	1750	–	4	7,00

Показатели на один конструктивный элемент				
Марка конструкт. элемента	Вес, т	Марка бетона	Объем бетона, м³	Расход стали, кг
Фундамент под стойку	7,50	200	3,0	77,15

Выборка стали на один конструктивный элемент										
Марка конструктивного элемента	Арматура класса А-I, ф, мм 6	10	20		Итого	Арматура класса А-III, ф, мм 10	12		Итого	Всего кг
Фундамент под стойку	9,80	3,20	17,20		30,30	19,00	27,85		46,85	77,15

Рис. 12.31. Рабочий чертеж фундамента.

ОДНОЭТАЖНЫЙ ОДНОПРОЛЕТНЫЙ ПОПЕРЕЧНИК ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Данные для проектирования

Рассчитать сборные железобетонные стойки для второго от торца поперечника одноэтажного однопролетного промышленного здания.

Поперечный разрез и типовой элемент плана здания показаны на рис. 12.32. Здание выполняется из тех же конструкций, что и крайние

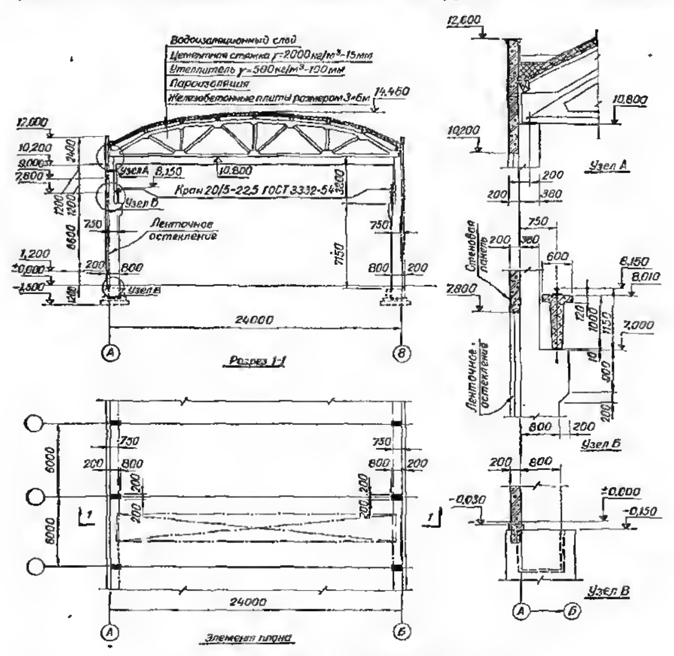
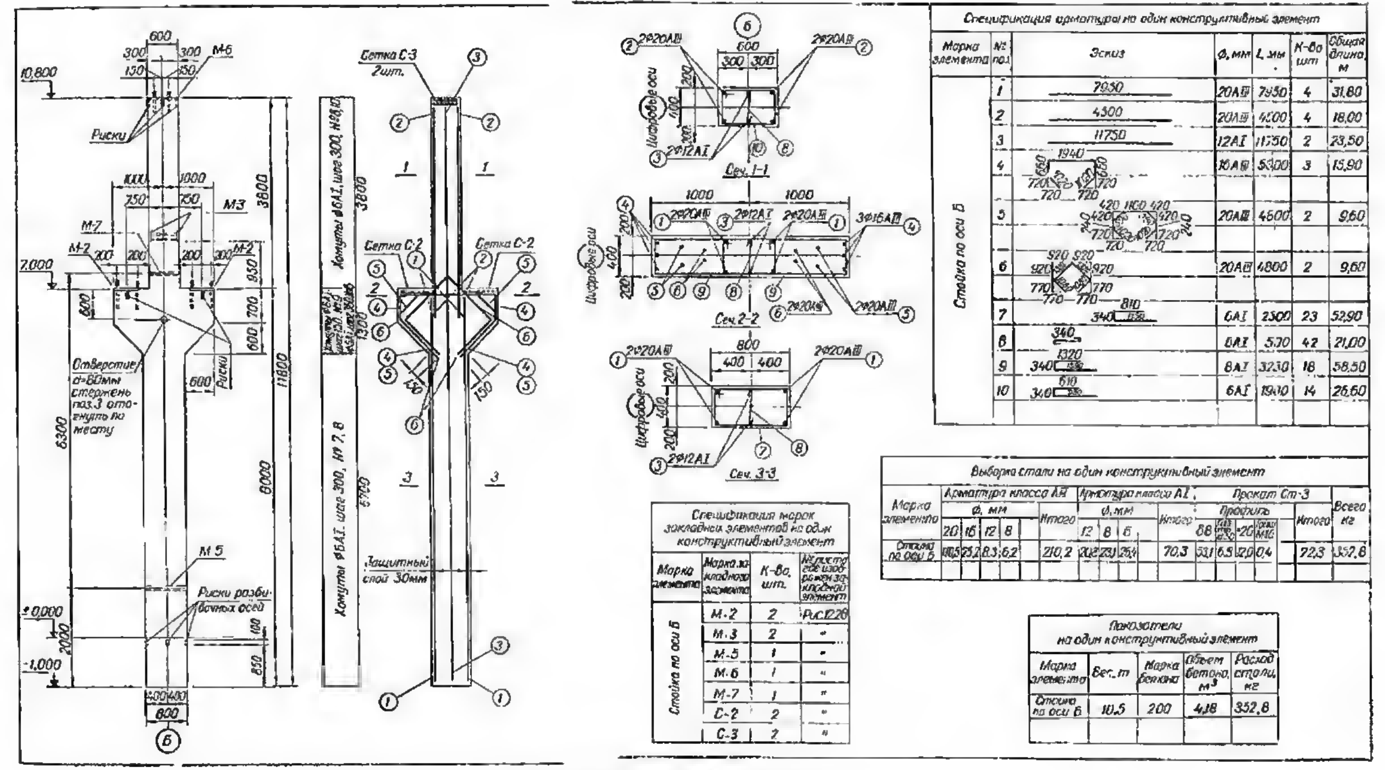


Рис. 12.32. Однопролетное промышленное здание.

пролеты здания в примере «Одноэтажный многопролетный поперечник промышленного здания». Длина температурного блока 72,0 *м* (в блоке семь поперечников). Остальные данные приняты также по предыдущему примеру.

Определение нагрузок

Расчетная схема поперечника и схема нагрузок показаны на рис. 12.33. Величины всех нагрузок и места их приложения, за исключением величины сосредоточенной нагрузки W от давления ветра, приняты по данным предыдущего примера. Кроме ветровой нагрузки W, дополнительно определяем минимальное давление на стойку от кранов, необходимое для расчета однопролетных поперечников.



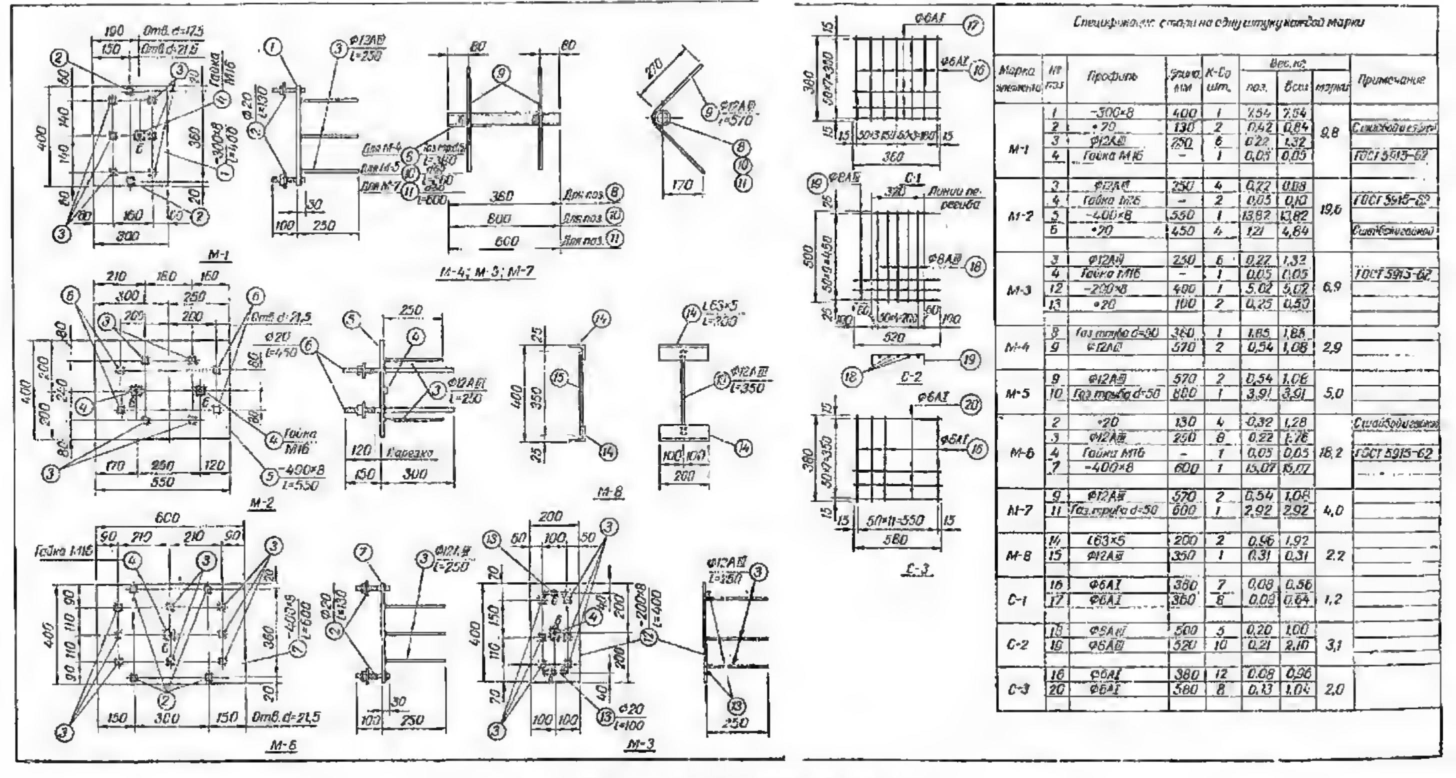
Спецификация арматуры на один конструктивный элемент						
Марка элемента	№ поз.	Эскиз	Ф, мм	ℓ, мм	К-во шт	Общая длина м
Стойка по оси Б	1	7950	20AIII	7950	4	31,80
	2	4500	20AIII	4500	4	18,00
	3	11750	12AI	11750	2	23,50
	4	1940, 650, 720, 720, 720, 720	10AIII	5300	3	15,90
	5	420, 1100, 420, 420, 420, 240, 720, 720, 720, 720, 240	20AIII	4800	2	9,60
	6	920, 920, 920, 920, 770, 770, 770, 770	20AIII	4800	2	9,60
	7	810, 340	6AI	2300	23	52,90
	8	340	6AI	500	42	21,00
	9	1320, 340	8AI	3250	18	58,50
	10	610, 340	6AI	1900	14	26,60

Выборка стали на один конструктивный элемент																			
Марка элемента	Арматура класса AIII						Арматура класса AI					Прокат Ст-3							Всего кг
	Ф, мм					Итого	Ф, мм				Итого	Профиль						Итого	
	20	16	12	8			12	8	6			88		-20					
Стойка по оси Б	[illegible]	25,2	8,3	6,2		210,2	20,2	23,1	25,4		70,3	53,1	6,5	12,0	0,4			72,3	352,8

Спецификация марок закладных элементов на один конструктивный элемент			
Марка элемента	Марка закладного элемента	К-во, шт.	№ листа, где изображен закладной элемент
Стойка по оси Б	М-2	2	Рис.12.26
	М-3	2	"
	М-5	1	"
	М-6	1	"
	М-7	1	"
	С-2	2	"
	С-3	2	"

Показатели на один конструктивный элемент				
Марка элемента	Вес, т	Марка бетона	Объем бетона, м³	Расход стали, кг
Стойка по оси Б	10,5	200	4,18	352,8

Рис. 12.27. Конструкция стойки по оси Б.



Спецификация стали на одну штуку каждой марки

Марка элемента	№ поз.	Профиль	Длина, мм	К-во шт.	Вес, кг поз.	Вес, кг всех	Вес, кг марки	Примечание
М-1	1	−300×8	400	1	7,54	7,54	9,8	
	2	•20	130	2	0,42	0,84		[illegible]
	3	Ф12АIII	250	6	0,22	1,32		
	4	Гайка М16	−	1	0,05	0,05		ГОСТ 5915-62
М-2	3	Ф12АIII	250	4	0,22	0,88	19,6	
	4	Гайка М16	−	2	0,05	0,10		ГОСТ 5915-62
	5	−400×8	550	1	13,82	13,82		
	6	•20	450	4	1,21	4,84		[illegible]
М-3	3	Ф12АIII	250	6	0,22	1,32	6,9	
	4	Гайка М16	−	1	0,05	0,05		ГОСТ 5915-62
	12	−200×8	400	1	5,02	5,02		
	13	•20	100	2	0,25	0,50		
М-4	8	Газ. труба d=30	360	1	1,85	1,85	2,9	
	9	Ф12АIII	570	2	0,54	1,08		
М-5	9	Ф12АIII	570	2	0,54	1,08	5,0	
	10	Газ. труба d=50	800	1	3,91	3,91		
М-6	2	•20	130	4	0,32	1,28	18,2	[illegible]
	3	Ф12АIII	250	8	0,22	1,76		
	4	Гайка М16	−	1	0,05	0,05		ГОСТ 5915-62
	7	−400×8	600	1	15,07	15,07		
М-7	9	Ф12АIII	570	2	0,54	1,08	4,0	
	11	Газ. труба d=50	600	1	2,92	2,92		
М-8	14	L63×5	200	2	0,96	1,92	2,2	
	15	Ф12АIII	350	1	0,31	0,31		
С-1	16	Ф6АI	380	7	0,08	0,56	1,2	
	17	Ф6АI	360	8	0,08	0,64		
С-2	18	Ф8АIII	500	5	0,20	1,00	3,1	
	19	Ф6АIII	520	10	0,21	2,10		
С-3	16	Ф6АI	380	12	0,08	0,96	2,0	
	20	Ф6АI	580	8	0,13	1,04		

Рис. 12.28. Закладные детали к стойкам по осям А и Б.

Минимальное давление колеса крана на рельс подкранового пути, установленное по данным ГОСТ 3332—54 (табл. 22.10), равно

$$P_{мин} = 7,6\ т.$$

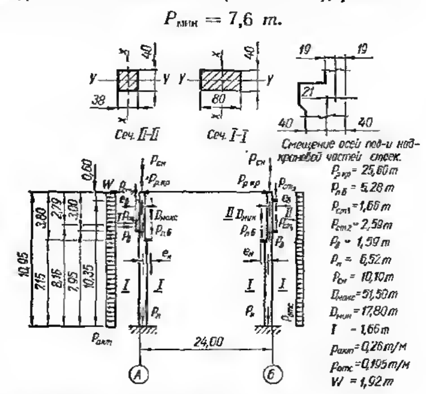


Рис. 12.33. Расчетная схема поперечника и схема нагрузок.

Расчетные величины минимального давления от кранов на стойку и сосредоточенной ветровой нагрузки определяем аналогично тому, как это сделано в предыдущем примере.

$$D_{мин} = \frac{7,6}{6,0}(1,60 + 6,00 + 4,10) \cdot 1,2 = 17,8\ т;$$

$$W = (0,8 + 0,6)(14,460 - 10,800)\,52 \cdot 6,00 \cdot 1,2 = 1920\ кг.$$

Расчет стоек поперечника по несущей способности

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Статический расчет поперечника производится с помощью таблиц по методике, изложенной в главе 9 для расчета сборных железобетонных однопролетных поперечников. Для выявления наибольших возможных усилий в сечениях стоек расчет поперечника производится отдельно от каждого вида загружения. В расчете учитываются следующие виды загружения: 1 — постоянная нагрузка; 2 — снеговая нагрузка; 3 — крановая нагрузка $D_{макс}$, действующая на стойку по оси A, и $D_{мин}$ — на стойку по оси $Б$; 4 — крановая нагрузка $D_{мин}$, действующая на стойку по оси A, и $D_{макс}$ — на стойку по оси $Б$; 5 — крановая нагрузка T, действующая на стойку по оси A слева направо и справа налево; 6 — крановая нагрузка T, действующая на стойку по оси $Б$ слева направо и справа налево; 7 — ветровая нагрузка, действующая слева направо; 8 — ветровая нагрузка, действующая справа налево.

Ввиду симметричности поперечника в расчете достаточно определить усилия только для одной стойки от всех возможных видов загружения.

Поперечник достаточно рассчитать только на загружения *1, 2, 3, 5* и *7*, так как усилия в стойке по оси A при загружениях *4, 6* и *8* равны по абсолютной величине усилиям в стойке по оси $Б$ соответственно при загружениях *3, 5* и *7*. При этом для изгибающих моментов и поперечных сил изменяется знак.

Для подбора сечений в общем случае определяются наибольшие возможные усилия (изгибающий момент и продольная сила) в четырех сечениях

стоек: в верхнем, в сечениях непосредственно выше и ниже подкрановой ступени и в нижнем сечении. Для нижнего сечения определяется также поперечная сила, необходимая для расчета фундаментов под стойки.

Вследствие того что соединение стойки с ригелем шарнирное и нагрузка от покрытия приложена по оси надкрановой части стойки, все усилия в верхнем сечении стойки (*I—I*), за исключением продольной силы от постоянной и снеговой нагрузок на покрытии (загружения *1* и *2*), равны нулю. Поэтому в нашем случае верхнее сечение не является расчетным и усилия в нем в дальнейшем расчете не записываются.

Геометрические характеристики стоек, необходимые для расчета по таблицам, принимаем по данным предыдущего примера для стойки по оси *А*, имеющей одинаковые размеры со стойками рассчитываемого поперечника:

$$H = 10{,}95\ м;\quad H_в = 3{,}80\ м;\quad H_в = 7{,}15\ м;$$
$$n = 0{,}1;\qquad \lambda = 0{,}35;\qquad e = 0{,}21\ м.$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СТОЙКАХ ОТ ОТДЕЛЬНЫХ ВИДОВ НАГРУЗОК

Величины усилий в стойках при действии постоянной и снеговой нагрузок, при которых в силу симметрии поперечника и нагрузки смещения верхних узлов не происходит, принимаем по данным, вычисленным в предыдущем примере для стойки по оси *А*.

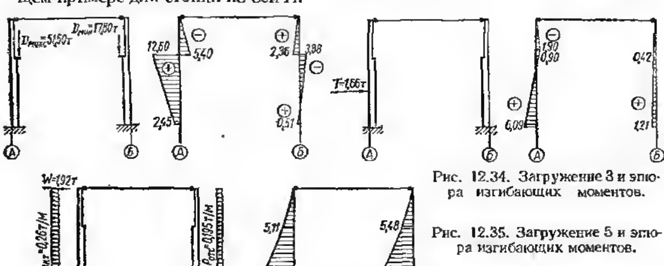


Рис. 12.34. Загружение 3 и эпюра изгибающих моментов.

Рис. 12.35. Загружение 5 и эпюра изгибающих моментов.

Рис. 12.36. Загружение 7 и эпюра изгибающих моментов.

Усилия в стойках при действии крановой и ветровой нагрузок определяются с учетом смещения верхних узлов; при действии крановой нагрузки, ввиду ее местного характера, согласно рекомендациям главы 9 усилия определяются также с учетом пространственной работы всего каркаса температурного блока.

Загружение 3 (рис. 12.34). Крановая нагрузка $D_{макс}$ действует на стойку по оси *А* и $D_{мин}$ — на стойку по оси *Б*.

По табл. 16.2 находим $k_2 = 0{,}949$. Значения коэффициентов *k* для загружения *3* и для всех последующих загружений могут быть взяты также из предыдущего примера.

По табл. 9.22 для второго от торца поперечника при семи поперечниках в блоке находим $c_{пр} = 3{,}67$.

Усилия X_1 и X_2, действующие соответственно на стойки по осям *А* и *Б*, находим по формуле (9.60):

$$X_1 = k_2 \cdot \frac{e_н}{H}\left[D_{макс}\left(1 - \frac{1}{2c_{пр}}\right) + D_{мин}\frac{1}{2c_{пр}}\right] =$$
$$= 0{,}949 \cdot \frac{0{,}35}{10{,}95}\left[51{,}50\left(1 - \frac{1}{2\cdot 3{,}67}\right) + 17{,}80 \cdot \frac{1}{2\cdot 3{,}67}\right] = 1{,}42\ т;$$

$$X_2 = -k_2 \cdot \frac{e_н}{H}\left[D_{макс}\frac{1}{2c_{пр}} + D_{мин}\left(1 - \frac{1}{2c_{пр}}\right)\right] =$$

$$= -0{,}949 \cdot \frac{0{,}35}{10{,}95}\left[51{,}50\frac{1}{2 \cdot 3{,}67} + 17{,}80\left(1 - \frac{1}{2 \cdot 3{,}67}\right)\right] = -0{,}62\ т.$$

Определяем усилия в сечениях стоек.

Стойка по оси *А*:

изгибающие моменты

$$M_{II} = -1{,}42 \cdot 3{,}80 = -5{,}40\ т \cdot м;$$

$$M_{III} = 51{,}50 \cdot 0{,}35 - 1{,}42 \cdot 3{,}80 = 12{,}60\ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = 51{,}50 \cdot 0{,}35 - 1{,}42 \cdot 10{,}95 = 2{,}45\ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{II} = 0;\ N_{III} = N_{IV} = 51{,}50\ т;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = -1{,}42\ т.$$

Стойка по оси *Б*:

изгибающие моменты

$$M_{II} = 0{,}62 \cdot 3{,}80 = 2{,}36\ т \cdot м;$$

$$M_{III} = 0{,}62 \cdot 3{,}80 - 17{,}80 \cdot 0{,}35 = -3{,}88\ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = 0{,}62 \cdot 10{,}95 - 17{,}80 \cdot 0{,}35 = 0{,}56\ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{II} = 0;\ N_{III} = N_{IV} = 17{,}80\ т;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = 0{,}62\ т.$$

Загружения 5 (рис. 12.35). Крановая нагрузка T действует на стойку по оси *А* слева направо. По табл. 16.3 находим $k_3 = 0{,}476$. Усилия X_1 и X_2, действующие соответственно на стойки по осям А и Б, находим по формуле (9,62):

$$X_1 = k_3 T\left(1 - \frac{1}{2c_{пр}}\right) = 0{,}476 \cdot 1{,}66\left(1 - \frac{1}{2 \cdot 3{,}67}\right) = 0{,}68\ т;$$

$$X_2 = k_3 T\frac{1}{2c_{пр}} = 0{,}476 \cdot 1{,}66\frac{1}{2 \cdot 3{,}67} = 0{,}11\ т.$$

Определяем усилия в расчетных сечениях стоек.

Стойка по оси *А*:

изгибающие моменты

$$M_{II} = M_{III} = 1{,}66 \cdot 1{,}01 - 0{,}68 \cdot 3{,}80 = -0{,}90\ т \cdot м;$$

$$M_{IV} = 1{,}66 \cdot 8{,}16 - 0{,}68 \cdot 10{,}95 = 6{,}09\ т \cdot м;$$

изгибающий момент в точке приложения силы T

$$M = -0{,}68 \cdot 2{,}79 = -1{,}90\ т \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = -0{,}68 + 1{,}66 = 0{,}98\ т.$$

Стойка по оси *Б*:
изгибающие моменты

$$M_{II} = M_{III} = 0,11 \cdot 3,80 = 0,42 \ m \cdot м;$$
$$M_{IV} = 0,11 \cdot 10,95 = 1,21 \ m \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = 0,11 \ m.$$

При действии силы T, приложенной к стойке по оси *А* справа налево, усилия в стойках меняют знак.

Загружение 7 (рис. 12.36). Ветровая нагрузка действует слева направо. По табл. 16.7 находим $k_7 = 0,3163$.

Усилие в ригеле X находим по формуле (9.64)

$$X = \frac{1}{2}[W + k_7 H (p_{акт} + p_{отс})] =$$
$$= 0,5 [1,92 + 0,3163 \cdot 10,95 (0,26 - 0,195)] = 1,07 \ m.$$

Определяем усилия в расчетных сечениях стоек.

Стойка по оси *А*:
изгибающие моменты

$$M_{II} = M_{III} = \frac{0,26 \cdot 3,80^2}{2} + (1,92 - 1,07) \, 3,80 = 5,11 \ m \cdot м;$$
$$M_{IV} = \frac{0,26 \cdot 10,95^2}{2} + (1,92 - 1,07) \, 10,95 = 24,88 \ m \cdot м;$$

продольные силы

$$N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = 1,92 - 1,07 + 0,26 \cdot 10,95 = 3,70 \ m.$$

Стойка по оси *Б*:
Изгибающие моменты

$$M_{II} = M_{III} = \frac{0,195 \cdot 3,80^2}{2} + 1,07 \cdot 3,80 = 5,48 \ m \cdot м;$$
$$M_{IV} = \frac{0,195 \cdot 10,95^2}{2} + 1,07 \cdot 10,95 = 23,40 \ m \cdot м.$$

продольные силы

$$N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

поперечная сила

$$Q_{IV} = 1,07 + 0,195 \cdot 10,95 = 3,21 \ m.$$

Определение расчетных усилий в сечениях стойки по оси *А* и усилий, передаваемых стойкой фундаменту при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок, произведено в табл. 12.11, где вписаны полученные расчетные усилия в стойке от отдельных видов загружения. Пояснения для составления таблицы см. в предыдущем примере.

Расчеты армирования стойки и ее фундамента, а также чертежи конструкций не приводятся, так как аналогичные расчеты и конструкции приведены в предыдущем примере.

Правило знаков

+M, +N, +Q

Положительное направление усилий

Таблица 12.11. Расчетные усилия, т · м, т

Схема сечений

I—I, II=II, III=III, IV—IV, (А), (Б)

Стойка	Сечение	Вид усилия	Постоянная нагрузка	Временные нагрузки					Ветровая при ветре		Расчетные сочетания усилий					
					Крановая на стойке						основные			дополнительные		
				Снеговая	$D_{макс}$ по оси A	$D_{макс}$ по оси $Б$	T по оси A	T по оси $Б$	Слева	Справа	$M_{макс}$ $N_{соотв}$	$M_{мин}$ $N_{соотв}$	$N_{макс}$ $M_{соотв}$	$M_{макс}$ $N_{соотв}$	$M_{мин}$ $N_{соотв}$	$N_{макс}$ $M_{соотв}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
По оси А	II	M	+0,96	+0,70	−5,40	−2,36	±0,90	±0,42	+6,11	−5,48	4; 10	4; 6; 8	4; 5	4; 5; 10	4; 6; 8; 11	4; 5; 10
		N	31.44	10,10	0,00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+6,07 31,44	−5,34 31,44	+1.66 41.54	+6.19 40,53	−9.64 31,44	
	III	M	−3.45	−1.42	+12,60	+3,88	±0.90	±0,42	+5.11	−5,48	4; 6; 8	4; 11	4; 6; 8	4; 6; 8; 10	4; 5; 11	4:5:6:8;10
		N	36.72	10.10	51.50	17.80	0.00	0,00	0,00	0,00	+10,05 88.22	−8.93 36,72		+13,30 83.07	−9,67 45.81	+12.02 92,16
	IV от расчетных нагрузок	M N Q	+0.68 43 24 +0.38	−0,10 10.10 +0.18	+2.45 51.50 −1.42	−0,56 17.80 −0.62	±0,09 0.00 ±0.98	±1.21 0.00 ±0,11	+24.88 0.00 +3,70	−23.40 0,00 −4,21	4; 10 +25,56 43,24 +4.28	4: 11 −22,72 43,24 −2,63	4: 6; 8 +9.22 94.74 +0.14	4; 6; 8: 10 +30.76 89.59 +3,51	4;5;7;8:11 −26.46 68.35 −3,59	4;5;6;8;10 +30.67 98.68 +3.68
	Коэффициент перегрузки		1,10	1,40	1.20	1.20	1.20	1.20	1,20	1,20	Комбинация I			Комбинация II		
	IV от нормативных нагрузок	M N Q	+0.62 39.30 +0.53	−0.07 7,20 +0,18	+2.04 43,00 −1,18	−0.47 14,80 −0,52	±5.07 0.00 ±0.82	±1.01 0,00 ±0,09	+20.73 0.00 +3.08	−19,56 0,00 −2,88	4; 5; 10 +21,28 46,50 +3,79			4; 5; 8 +7,73 82,30 +0,17		[illegible]

Глава 13

ФУНДАМЕНТЫ

ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫЙ СБОРНЫЙ ЛЕНТОЧНЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД СТЕНУ

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать центрально нагруженный железобетонный блок ленточного фундамента длиной $l = 1{,}2$ *м* под стену толщиной $b_1 = 0{,}5$ *м*.

Расчетная нагрузка, передаваемая стеной на блок фундамента, $N = 64{,}5$ *т*. Осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср} = 1{,}15$.

Грунт основания — песчаный. Ширина подошвы фундамента, установленная из расчета основания, $b = 2{,}4$ *м*. Давление под подошвой фундамента и его осадка от нормативных нагрузок соответственно $p = 2{,}4$ *кг/см²*; $S = 0{,}47$ *см* (примеры расчетов размеров подошвы и осадок фундаментов см. в главе 9).

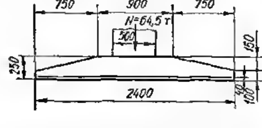


Рис. 13.1. Схема центрально нагруженного ленточного фундамента.

Принятая конструкция блока показана на рис. 13.1. Материалы: бетон марки 300; рабочая арматура из горячекатаной стали периодического профиля класса А-III; монтажная и конструктивная арматура — из круглой стали класса А-I.

Необходимые характеристики материалов и коэффициенты:
для бетона марки 300

$$R_и = 160 \ кг/см^2; \ R_р \, 10{,}5 \ кг/см^2; \ R_т = 14{,}5 \ кг/см^2;$$

$$R_и^н = 230 \ кг/см^2; \quad R_р^н = 21 \ кг/см^2; \ E_б = 3{,}15 \cdot 10^5 \ кг/см^2;$$

для стали классов А-III

$$R_а = 3400 \ кг/см^2; \ E_а = 2{,}0 \cdot 10^6 \ кг/см^2;$$

для стали классов А-III и бетона марки 300 коэффициент приведения $n = 6{,}3$.

По табл. 9.35 коэффициент трения между подошвой фундамента и песчаным основанием $f = 0{,}15$.

Параметр модели основания k по формуле 9.156 при $\beta = 0$ (винклеровское основание)

$$k = \frac{p}{S} = \frac{2{,}4}{0{,}47} = 5 \ кг/см^2 = 5000 \ т/м^3.$$

Определение высоты блока

Вычисляем $p_{ср}$:

$$p_{ср} = \frac{N}{b} = \frac{64{,}5}{2{,}4} = 26{,}9 \ т/м.$$

Определяем высоту блока по формуле (9.159):

$$h = \frac{p_{ср}(b - b_1) + 2R_р l a}{p_{ср} + 2R_р l} =$$

$$= \frac{26{,}9\,(2{,}4 - 0{,}5) + 2 \cdot 105 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}04}{26{,}9 + 2 \cdot 105 \cdot 1{,}2} = 0{,}22 \ м.$$

Принимаем высоту блока $h = 250$ *мм*.

Определение площади сечения продольной арматуры

Определяем давление грунта на единицу ширины блока в точках 0 и 4 (см. рис. 9.87) с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций.

Для этого предварительно вычисляем z, y_{04} и Δp.

$$z \cong 0{,}9(h-a) = 0{,}9(0{,}25-0{,}04) = 0{,}19\ м;$$

по формуле (9.166)

$$y_{04} = 0{,}5[b-b_1-2f(z+a)] = 0{,}5[2{,}4-0{,}5-2\cdot 0{,}15(0{,}19+0{,}04)] = 0{,}92\ м;$$

по формуле (9.169) при $\lambda_a = 0{,}0005\ м$

$$\Delta p = kly_{04}\frac{\lambda_a}{z} = 5000\cdot 1{,}2\cdot 0{,}92\frac{0{,}0005}{0{,}19} = 14{,}5\ т/м.$$

Определяем p_0 и p_4:
по формуле (9.167)

$$p_0 = \frac{N}{b} - \Delta p\left(1-\frac{y_{04}}{b}\right) = \frac{64{,}5}{2{,}4} - 14{,}5\left(1-\frac{0{,}92}{2{,}4}\right) = 17{,}9\ т/м;$$

по формуле (9.168)

$$p_4 = \frac{N}{b} + \Delta p\frac{y_{04}}{b} = \frac{64{,}5}{2{,}4} + 14{,}5\frac{0{,}92}{2{,}4} = 32{,}4\ т/м.$$

Изгибающий момент в расчетном сечении по формуле (9.161)

$$M_{46} = 0{,}167(2p_0+p_4)y_{04}^2 = 0{,}167(2\cdot 17{,}9+32{,}4)\,0{,}92^2 = 9{,}55\ т\cdot м.$$

Определяем требуемую площадь сечения продольной арматуры:

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{9{,}55}{1600\cdot 1{,}2\cdot 0{,}21^2} = 0{,}113.$$

По табл. 4.6 $A_0 = 0{,}113$ соответствует $\gamma = 0{,}94$.

$$F_a = \frac{M}{R_a\gamma h_0} = \frac{9{,}55}{3{,}4\cdot 0{,}94\cdot 0{,}21} = 14{,}3\ см^2;$$

$$\mu = \frac{14{,}3}{120\cdot 21}\cdot 100 = 0{,}57\,\% > \mu_{мин} = 0{,}15\ \%.$$

Принимаем 13 ⌀ 12АIII; $F_a = 14{,}7\ см^2$.

Проверка трещиностойкости блока

Предварительно вычисляем $M^н$ и $W_т$ по формуле (9.170):

$$M_{46}^н = \frac{1}{n_{ср}}M_{46} = \frac{1}{1{,}15}9{,}55 = 8{,}3\ т\cdot м;$$

$$W_т = 1{,}75W_0 = 1{,}75\frac{1{,}2\cdot 0{,}25^2}{6} = 0{,}022\ м^3.$$

При вычислении $W_т$ сечение растянутой арматуры не учтено ввиду того, что оно составляет менее 0,008 F.

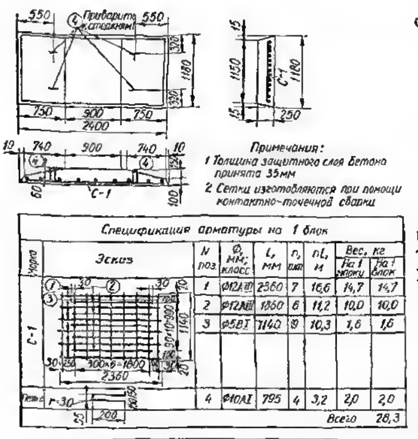
Проверяем условие трещиностойкости

$$R_т W_т = 145\cdot 0{,}022 = 3{,}19 < M^н = 8{,}3\ т\cdot м.$$

Условие трещиностойкости *не соблюдается*, следовательно, необходимо проверить ширину раскрытия трещин.

Проверка ширины раскрытия трещин

Для упрощения расчета считаем все нагрузки на фундамент длительно действующими. Учитывая малое насыщение сечения продольной арматурой, принимаем $z_1 = 0{,}9\ h_0 = 0{,}19\ м$.



Спецификация арматуры на 1 блок								
Марка	Эскиз	N поз.	Ф, мм; класс	l, мм	n, шт	nl, м	Вес, кг: На 1 марку	Вес, кг: На 1 блок
С-1		1	Ф12АIII	2360	7	16,6	14,7	14,7
		2	Ф12АIII	1860	6	11,2	10,0	10,0
		3	Ф5BI	1140	9	10,3	1,6	1,6
Петля		4	Ф10АI	795	4	3,2	2,0	2,0
							Всего	28,3

Расход материалов на 1 блок					
Бетон		Сталь класса, кг			Вес блока, т
Марка	$м^3$	B-I	A-I	A-III	
300	0,58	1,6	2,0	24,7	1,45

Рис. 13.2. Рабочий чертеж сборного блока центрально нагруженного ленточного фундамента.

Предварительно вычисляем:

$$u = \frac{F_a}{s} = \frac{d}{4} = \frac{1{,}2}{4} = 0{,}3 \text{ см};$$

$$M_{б.т} = 0{,}8 W_{б.т} R_p^н = 0{,}8 \cdot 0{,}022 \cdot 210 = 3{,}69 \; т \cdot м,$$

где $W_{б.т} = W_т = 0{,}022 \; м^3$, так как при вычислении не учитывалось сечение F_a;

$$\psi_a = 1{,}3 - s\frac{M_{б\,т}}{M^н} = 1{,}3 - 0{,}8\frac{3{,}69}{8{,}3} = 0{,}94,$$

где при длительном действии нагрузки принято $s = 0{,}8$;

$$\sigma_a = \frac{M^н}{z_1 F_a} = \frac{8{,}3}{0{,}19 \cdot 14{,}7} = 2{,}98 \; т/см^2;$$

$$k_1 = \frac{W_т}{F_a z_1 n} - 2 = \frac{0{,}022 \cdot 10^6}{14{,}7 \cdot 19 \cdot 6{,}3} - 2 = 10{,}6;$$

$$l_т = k_1 n u \eta = 10{,}6 \cdot 6{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}7 = 14{,}0 \text{ см},$$

где для стержней периодического профиля принято $\eta = 0{,}7$.

Определяем ширину раскрытия трещины:

$$a_т = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т = 0{,}94 \frac{2980}{2 \cdot 10^6} 14{,}0 = 0{,}02 \text{ см} < 0{,}03 \text{ см}.$$

Вычисленная ширина раскрытия трещины меньше допустимой.

Рабочий чертеж фундаментного блока приведен на рис. 13.2.

ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫЙ СБОРНЫЙ ЛЕНТОЧНЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД СТЕНУ

Данные для проектирования

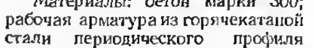
Требуется рассчитать и законструировать внецентренно нагруженный железобетонный блок ленточного фундамента длиной $l = 1{,}2$ *м* под стену толщиной $b_1 = 0{,}6$ *м*.

Расчетная нагрузка, передаваемая стеной на блок фундамента, $N = 85{,}0$ *т*; $M = 4{,}8$ *т·м*. Осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср} = 1{,}2$.

Грунт основания — супесчаный. Ширина подошвы фундамента, установленная из расчета основания, $b = 2{,}8$ *м*. Среднее давление под подошвой фундамента и его осадка от нормативных нагрузок соответственно $p = 2{,}4$ *кг/см*²; $S = 0{,}8$ *см* (примеры расчетов размеров подошвы и осадок фундаментов см. в главе 9).

Рис. 13.3. Схема блока внецентренно нагруженного ленточного фундамента.

Принятая конструкция блока показана на рис. 13.3.



Материалы: бетон марки 300; рабочая арматура из горячекатаной стали периодического профиля класса А-III; монтажная и конструктивная из круглой стали класса А-I.

Необходимые характеристики материалов и коэффициенты:

для бетона марки 300

$$R_{и} = 160\ кг/см^2;\ R_{р} = 10{,}5\ кг/см^2;\ R_{т} = 14{,}5\ кг/см^2;$$

$$R_{и}^{н} = 260\ кг/см^2;\ R_{р}^{н} = 21\ кг/см^2;\ E_{б} = 3{,}5 \cdot 10^5\ кг/см^2;$$

для стали класса А-III

$$R_{а} = 3400\ кг/см^2;\ E_{а} = 2 \cdot 10^6\ кг/см^2;$$

для стали класса А-III и бетона марки 300 коэффициент приведения $n = 6{,}3$.

По табл. 9.35 коэффициент трения между подошвой фундамента и супесчаным основанием $f = 0{,}12$.

Параметр модели основания k по формуле (9.156) при $\beta = 0$ (винклеровское основание)

$$k = \frac{p}{S} = \frac{2{,}4}{0{,}8} = 3\ кг/см^3 = 3000\ т/м^3.$$

Определение высоты блока

Вычисляем $p_{ср}$ по формуле (9.160):

$$p_{ср} = \frac{N}{b} + \frac{3M}{b^2}\left(1 + \frac{b_1}{b}\right) = \frac{85{,}0}{2{,}8} + \frac{3 \cdot 4{,}8}{2{,}8^2}\left(1 + \frac{0{,}6}{2{,}8}\right) = 32{,}6\ т/м.$$

Определяем высоту блока по формуле (9.159):

$$h = \frac{p_{ср}(b - b_1) + 2R_{р}la}{p_{ср} + 2R_{р}l} = \frac{32{,}6\,(2{,}8 - 0{,}6) + 2 \cdot 105 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}045}{32{,}6 + 2 \cdot 105 \cdot 1{,}2} = 0{,}29\ м.$$

Принимаем высоту блока $h = 350$ *мм*.

Определение площади сечения продольной арматуры

Определяем давление грунта в точках 0 и 4 (см. рис. 9.87) с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций фундамента.

Предварительно вычисляем z, y_{04}, $\varphi_{в}$ и $v_{в}$.

$$z = 0{,}9\,(h - a) = 0{,}9\,(0{,}35 - 0{,}045) = 0{,}28\ м.$$

По формуле (9.166)

$$y_{04} = 0{,}5\,[b - b_1 - 2f\,(z + a)] =$$

$$= 0{,}5\,[2{,}8 - 0{,}6 - 2 \cdot 0{,}12\,(0{,}28 + 0{,}045)] = 1{,}06\ м.$$

По формулам (9.164) и (9.165) при $\lambda_{а} = 0{,}0005$ *м*

$$\varphi_{в} = \frac{12M}{klb^3} + \frac{\lambda_a}{z} \cdot \frac{y_{04}^2}{b^3}\left(3 - 2\frac{y_{04}}{b}\right) =$$

$$= \frac{12 \cdot 4{,}8}{3000 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}8^3} + \frac{0{,}0005}{0{,}28} \cdot \frac{1{,}06^2}{2{,}8^3}\left(3 - 2\frac{1{,}06}{2{,}8}\right) = 0{,}0013;$$

$$v_{в} = \frac{N}{klb} - 0{,}5\,\varphi_{в}b + 0{,}5\,\frac{\lambda_a}{z}\,\frac{y_{04}^2}{b} =$$

$$= \frac{85}{300 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}8} - 0{,}5 \cdot 0{,}0013 \cdot 2{,}8 + 0{,}5\,\frac{0{,}0005}{0{,}28} \cdot \frac{1{,}06^2}{2{,}8} = 0{,}0070\ м.$$

Определяем давление p_0 и p_4 по формуле (9.162):

$$p_0 = kl\left(v_8 + \varphi_8 b - \frac{\lambda_a}{z} y_{04}\right) =$$

$$= 3000 \cdot 1{,}2\left(0{,}0070 + 0{,}0013 \cdot 2{,}8 - \frac{0{,}0005}{0{,}28} 1{,}06\right) = 31{,}3\ m/м.$$

$$p_4 = kl\,[v_8 + \varphi_8 (b - y_{04})] = 3000 \cdot 1{,}2\,[0{,}0070 + 0{,}0013\,(2{,}8 - 1{,}06)] =$$

$$= 33{,}3\ m/м.$$

Изгибающий момент в расчетном сечении по формуле (9.161)

$$M_{46} = 0{,}167\,(2p_0 + p_4)\,y_{04}^2 = 0{,}167 \cdot (2 \cdot 31{,}3 + 33{,}3)\ 1{,}06^2 = 17{,}9\ m \cdot м.$$

Определяем требуемую площадь сечения продольной арматуры:

$$A_0 = \frac{M}{R_и l h_0^2} = \frac{17{,}9}{1600 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}305^2} = 0{,}10.$$

По табл. 4.6 $A_0 = 0{,}10$ соответствует $\gamma = 0{,}947$.

$$R_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{17{,}9}{3{,}4 \cdot 0{,}947 \cdot 0{,}305} = 18{,}2\ см^2;$$

$$\mu = \frac{18{,}2}{120 \cdot 30{,}5} \cdot 100 = 0{,}5\,\% > \mu_{мин} = 0{,}15\,\%.$$

Принимаем 12 ∅ 14АIII, $F_a = 18{,}46\ см^2$.

Проверка трещиностойкости блока

Предварительно вычисляем $M^н$ и $W_т$ по формуле (9.179):

$$M_{46}^н = \frac{1}{n_{ср}} M_{46} = \frac{1}{1{,}2} 17{,}9 = 14{,}9\,m \cdot м;$$

$$W_т = 1{,}75\,W_0 = 1{,}75\,\frac{1{,}2 \cdot 0{,}35^2}{6} = 0{,}043\ м^3.$$

При вычислении $W_т$ сечение растянутой арматуры не учтено ввиду того, что оно составляет менее $0{,}008\,F$.

Проверяем условие трещиностойкости:

$$R_т W_т = 145 \cdot 0{,}0043 = 6{,}2\ m \cdot м < M^н = 14{,}9^2\ m \cdot м.$$

Условие трещиностойкости не соблюдается, следовательно, необходимо проверить ширину раскрытия трещин.

Проверка ширины раскрытия трещин

Для упрощения расчета считаем все нагрузки на фундамент длительно действующими. Учитывая малое насыщение сечения продольной арматурой, принимаем

$$z_1 = 0{,}9h_0 = 0{,}28\ м.$$

Предварительно вычисляем:

$$u = \frac{F_a}{s} = \frac{d}{4} = \frac{1{,}4}{4} = 0{,}35\ см;$$

$$M_{б.т} = 0{,}8\,W_{б.т} R_р^н = 0{,}8 \cdot 0{,}043 \cdot 210 = 7{,}21\ m \cdot м,$$

где $W_{б.т} = W_т = 0{,}043\ м^3$, так как при вычислении $W_т$ не учитывалось сечение F_a;

$$\psi_a = 1{,}3 - s\frac{M_{б.т}}{M^н} = 1{,}3 - 0{,}8\,\frac{7{,}21}{14{,}9} = 0{,}91,$$

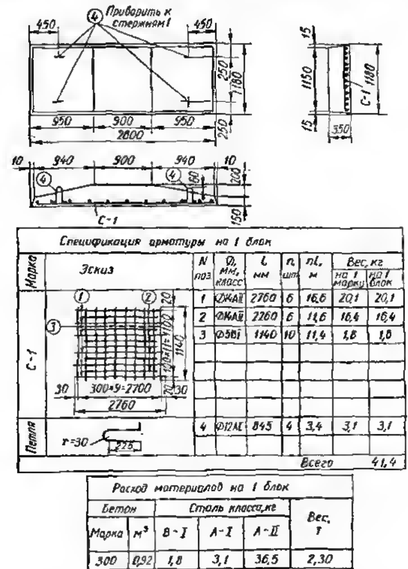
где при длительном действии нагрузки принято $s = 0{,}8$;

$$\sigma_a = \frac{M^н}{z_1 F_a} = \frac{14{,}9}{0{,}28 \cdot 18{,}46} = 2{,}88 \ m/см^2;$$

$$k_1 = \frac{W_т}{F_a z_1 n} - 2 = \frac{0{,}043 \cdot 10^6}{18{,}46 \cdot 0{,}28 \cdot 6{,}3} - 2 = 11{,}2;$$

$$l_т = knu\eta = 11{,}2 \cdot 6{,}3 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}7 = 17{,}3 \ см,$$

где для стержней периодического профиля принято $\eta = 0{,}7$.



Марка	Эскиз	N поз.	Ø, мм, класс	l, мм	n, шт	nl, м	Вес, кг на 1 марку	Вес, кг на 1 блок
С-1	① ② ③ 20; 100·11=1100; 1140; 20; 30; 300·9=2700; 30; 2760	1	Ø14AII	2760	6	16,6	20,1	20,1
		2	Ø14AII	2260	6	11,6	16,4	16,4
		3	Ø5BI	1140	10	11,4	1,8	1,8
Петля	r=30; 225	4	Ø12AI	845	4	3,4	3,1	3,1
						Всего		41,4

Спецификация арматуры на 1 блок

Бетон		Сталь класса, кг			Вес, т
Марка	$м^3$	В-I	А-I	А-II	
300	0,92	1,8	3,1	36,5	2,30

Расход материалов на 1 блок

Примечания.

1. Толщина защитного слоя бетона принята 35 мм
2. Сетка изготавливается при помощи контактно-точечной сварки.

Рис. 13.4. Рабочий чертеж сборного блока внецентренно нагруженного ленточного фундамента.

Определяем ширину раскрытия трещины:

$$a_т = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_т = 0{,}91 \frac{2880}{2 \cdot 10^6} 17{,}3 = 0{,}023 < 0{,}03 \ см.$$

Вычисленная ширина раскрытия трещины меньше допустимой.

Рабочий чертеж фундаментного блока показан на рис. 13.4.

МОНОЛИТНЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД СБОРНУЮ КОЛОННУ

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать монолитный железобетонный ступенчатый фундамент под сборную колонну сечением $h_к = 0{,}6$ м; $b_к = 0{,}4$ м.

Расчетные усилия, передаваемые колонной на уровне верхнего обреза фундамента (отметка — 0,15 *м*). $N = 265{,}0$ *т*, $M = 77{,}0$ *т·м*, $Q = 11{,}0$ *т*.

Осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср} = 1{,}18$.

Отметка подошвы фундамента — 4,0 *м*.

Грунт основания — песчаный. Размеры подошвы фундамента, установленные из расчета основания, $l = 3{,}7$ *м*, $b = 3{,}1$ *м*.

Среднее давление под подошвой фундамента и его осадка от нормативных нагрузок соответственно $p = 2{,}8$ *кг/см²*, $S = 0{,}55$ *см* (примеры расчетов по

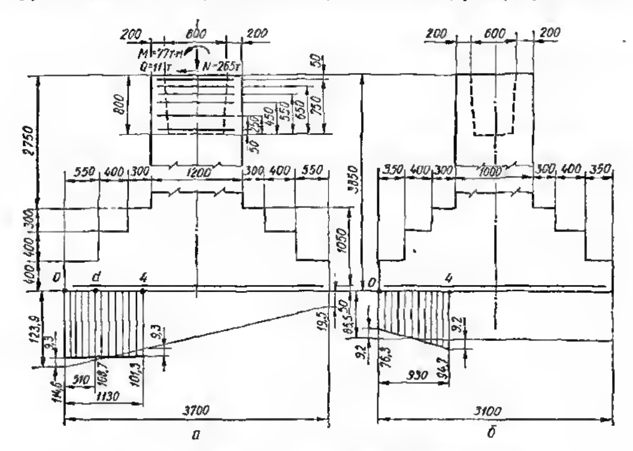


Рис. 13.5. Расчетные схемы ступенчатого фундамента:
а — по длине, *б* — по ширине.

определению размеров подошвы и осадок отдельных фундаментов под колонны см. в главе 9).

Принятая схема фундамента показана на рис. 13,5. Под фундамент устраивается подготовка.

Материалы: бетон марки 150; рабочая арматура из горячекатаной стали периодического профиля класса А-II и гладкого профиля класса А-I.

Необходимые характеристики материалов и коэффициенты:

для бетона марки 150

$$R_{пр} = 65 \text{ кг/см}^2;\quad R_{и} = 80 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{р} = 5{,}8 \text{ кг/см}^2;\quad R_{т} = 8{,}0 \text{ кг/см}^2;\quad R_{и}^{н} = 140 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{р}^{н} = 13{,}0 \text{ кг/см}^2;\quad E_{б} = 2{,}3 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2;$$

для стали класса А-II

$$R_{а} = 2700 \text{ кг/см}^2;\quad E_{а} = 2{,}1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2;$$

для стали класса А-I $R_{а} = R_{а.с} = 2100$ *кг/см²*;

для стали класса А-II и бетона марки 150 коэффициент приведения $n = \frac{E_{а}}{E_{б}} = 9{,}1$.

По табл. 9,35 коэффициент трения между подошвой фундамента и песчаным основанием $f_2 = 0{,}12$.

Параметр модели основания k по формуле (9.155) при $\beta = 0$ (винклеровское основание)

$$k = \frac{p}{S} = \frac{2{,}8}{0{,}55} = 5\ кг/см^3 = 5000\ т/м^3.$$

Расчет стаканного сопряжения колонны с фундаментом

Определяем площадь сечения продольной арматуры стенок стакана.

Предварительно вычисляем e_0:

$$e_0 = \frac{M + Qh_{ст}}{N} = \frac{77{,}0 + 11{,}0 \cdot 0{,}8}{265{,}0} = 0{,}32\ м < 0{,}3h_{10} = 0{,}3 \cdot 1{,}16 = 0{,}35\ м.$$

Следовательно, F_a необходимо определять по формуле (9.189).

Для этого вычисляем:

$$e = e_0 + 0{,}5h_a = 0{,}32 + 0{,}5 \cdot 1{,}12 = 0{,}88\ м;$$

$$S_0 = 0{,}5\,(b_1h_{10}^2 - b_2h_2h_a) = 0{,}5\,(1{,}0 \cdot 1{,}16^2 - 0{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}12) = 0{,}4\ м^3.$$

Определяем F_a по формуле (9.189):

$$F_a = F_a' = \frac{Ne - R_{пр}S_0}{R_{a.c}\,h_a} = \frac{265{,}0 \cdot 0{,}88 - 650 \cdot 0{,}4}{2{,}1 \cdot 1{,}12} < 0.$$

Минимально допустимая площадь сечения продольной арматуры при бетоне марки 150

$$F_a = 0{,}001 \cdot 100 \cdot 120 = 12{,}0\ см^2.$$

Принимаем 12 ∅ 12AI; $F_б = 13{,}56\ см^2$.

Определяем площадь сечения поперечной арматуры стенок стакана.

Так как $e_0 = 0{,}32\ м > 0{,}5h_к = 0{,}5 \cdot 0{,}60 = 0{,}30\ м$, принимаем $y = 0{,}5h_к = 0{,}30\ м$.

Вычисляем Σz_x (см. рис. 13.5):

$$\sum z_x = 0{,}05 + 0{,}25 + 0{,}45 + 0{,}55 + 0{,}65 + 0{,}75 = 2{,}70\ м.$$

Определяем F_x по формуле (9.192):

$$F_x = \frac{M + Qh_{ст} - Ny}{R_a \sum z_x} = \frac{77{,}0 + 11{,}0 \cdot 0{,}8 - 265 \cdot 0{,}30}{2{,}1 \cdot 2{,}7} = 1{,}11\ см^2.$$

Принимаем 4 ∅ 6AI; $F_x = 1{,}13\ см^2$.

Определение высоты нижней части фундамента

Вычисляем давление грунта на единицу длины фундамента по формуле (9.174):

$$p_{\substack{макс\\мин}} = \frac{N}{l} \pm \frac{6\,(M + Qh)}{l^2} = \frac{265{,}0}{3{,}7} \pm \frac{6\,(77{,}0 + 11{,}0 \cdot 3{,}85)}{3{,}7^2} = 71{,}7 \pm 52{,}2;$$

$$p_{макс} = 71{,}7 + 52{,}2 = 123{,}9\ т/м;$$

$$p_{мин} = 71{,}7 - 52{,}2 = 19{,}5\ т/м.$$

Принимаем высоту нижней ступени $h_н = 400\ мм$ и $a = 50\ мм$.

$$h_{н.0} = h_н - a = 0{,}40 - 0{,}05 = 0{,}35\ м.$$

Вычисляем α и β по формулам (9.172) и (9.173):

$$\alpha = 1{,}5bh_{н.0}\frac{R_p}{p_{макс}} + b_k = 1{,}5 \cdot 3{,}1 \cdot 0{,}35\,\frac{58{,}0}{123{,}9} + 1{,}0 = 1{,}76\ м;$$

$$\beta = 0{,}5b\,(l - h_k) - 0{,}25\,(b - b_k)^2 + 0{,}75bh_{н.0} \cdot (b_k - h_{н.0})\,\frac{R_p}{p_{макс}} =$$

$$= 0{,}5 \cdot 3{,}1\,(3{,}7 - 1{,}2) - 0{,}25\,(3{,}1 - 1{,}0)^2 + 0{,}75 \times$$

$$\times\ 3{,}1 \cdot 0{,}35\,(1{,}0 - 0{,}35)\,\frac{58{,}0}{123{,}9} = 3{,}02\ м.$$

Определяем рабочую высоту фундамента по формуле (9.171):

$$h_0 \geqslant -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 + \beta} = -\frac{1,76}{2} + \sqrt{\left(\frac{1,76}{2}\right)^2 + 3,02} = 1,07 \text{ м}.$$

Принимаем общую высоту фундамента $h = 1,1$ м.

Расчет фундамента по длине

Расчетная схема фундамента показана на рис. 13,5, *а*.

Определяем давление грунта на единицу длины фундамента в точках 0 и 4 с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций.

Предварительно вычисляем:

$$h_0 = h - a = 1,10 - 0,05 = 1,05 \text{ м};$$

$$z \simeq 0,9h_0 = 0,9 \cdot 1,05 = 0,94 \text{ м}.$$

По формуле (9.177)

$$y_{04} = 0,5(l - h_k) - f_2(z + a) = 0,5(3,7 - 1,2) - 0,12 \cdot (0,94 + 0,05) = 1,13 \text{ м}$$

По формуле (9.178) при $\lambda_a = 0,0005$ м

$$\Delta p = \frac{\lambda_a}{z} y_{04} bk = \frac{0,0005}{0,94} 1,13 \cdot 3,1 \cdot 5000 = 9,3 \text{ т/м}.$$

Определяем давление грунта в точках 0 и 4 по формулам (9.175) и (9.176).

$$p_0 = p_{\text{макс}} - \Delta p = 123,9 - 9,3 = 114,6 \text{ т/м};$$

$$p_4 = p_{\text{макс}} - (p_{\text{макс}} - p_{\text{мин}}) \frac{y_{04}}{l} + \Delta p =$$

$$= 123,9 - (123,9 - 19,5) \frac{1,13}{3,7} + 9,3 = 101,3 \text{ т/м}.$$

Определяем площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно длинной стороне фундамента.

По формуле (9.161)

$$M = 0,167(2p_0 + p_4) y_{04}^2 = 0,167(2 \cdot 114,6 + 101,3) 1,13^2 = 70,8 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$A_0 = \frac{M}{R_u b h_0^2} = \frac{70,8}{800 \cdot 1,6 \cdot 1,05^2} \doteq 0,05.$$

По табл. 4.6 $A_0 = 0,05$ соответствует $\gamma = 0,97$.

Определяем площадь сечения арматуры:

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{70,8}{2,7 \cdot 0,97 \cdot 1,05} = 25,7 \text{ см}^2;$$

$$\mu = \frac{25,7}{160 \cdot 105} 100 = 0,15\% > \mu_{\text{мин}} = 0,1\%.$$

Принимаем 17 ∅ 14 AII; $F_a = 26,16$ см².

Проверяем, достаточно ли принятой арматуры для нижней ступени фундамента.

Для этого предварительно вычисляем:

$$z_н = 0,9h_{н.0} = 0,9 \cdot 0,35 = 0,31 \text{ м};$$

$$y_{0a} = 0,5(l - l_1) - f_2(z_н + a) = 0,5(3,7 - 2,6) - 0,12(0,31 + 0,05) = 0,51 \text{ м};$$

по формуле (9.180)

$$p_a = p_0 - (p_0 - p_4)\frac{y_{0a}}{y_{04}} = 114,6 - (114,6 - 101,3)\frac{0,51}{1,13} = 108,7 \text{ т/м};$$

по формуле (9.179)

$$M = 0{,}167\,(2p_0 + p_в)\,y_{0в}^2 = 0{,}167\,(2\cdot 114{,}6 + 108{,}7)\,0{,}51^2 = 14{,}6\ т\cdot м.$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{14{,}6}{800\cdot 3{,}1\cdot 0{,}35^2} = 0{,}05.$$

По табл. 4.6 $A_0 = 0{,}05$ соответствует $\gamma = 0{,}97$.

$$F_в = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{14{,}6}{2{,}7\cdot 0{,}97\cdot 0{,}35} = 16{,}0 см^2 < 26{,}16 см^2.$$

Следовательно, принятой арматуры достаточно.

Проверка трещиностойкости фундамента по изгибающему моменту

Для этого предварительно вычисляем

$$M^н = \frac{1}{n_{ср}}\,M = \frac{1}{1{,}18}\,70{,}8 = 60\ т\cdot м.$$

Вычисляем W_0:

$$d = \frac{S}{F} = \frac{3{,}1\cdot 0{,}4\cdot 0{,}2 + 2{,}4\cdot 0{,}4\cdot 0{,}6 + 1{,}6\cdot 0{,}3\cdot 0{,}95}{3{,}1\cdot 0{,}4 + 2{,}4\cdot 0{,}4 + 1{,}6\cdot 0{,}3} = 0{,}48\ м;$$

$$W_0 = \frac{1}{d}\,I_0 = \frac{1}{0{,}48}\cdot\frac{3{,}1\cdot 0{,}48^3 - 0{,}7\cdot 0{,}08^3 + 1{,}6\cdot 0{,}62^3 + 0{,}8\cdot 0{,}32^3}{3} = 0{,}521\ м^3.$$

По табл. 34 СНиП II-В.1—62* при $\frac{b_п}{b} = \frac{3{,}1}{1{,}6} < 2$ определяем, что $\gamma = 1{,}75$.

Вычисляем $W_т$:

$$W_т = \gamma W_0 = 1{,}75\cdot 0{,}521 = 0{,}91\ м^3.$$

Проверяем условие трещиностойкости:

$$R_т W_т = 80\cdot 0{,}91 = 72{,}8\ т\cdot м > M = 60\ т\cdot м.$$

Расчет фундамента по ширине

Расчетная схема фундамента показана на рис. 13.5, *б*.

Определяем давление грунта на единицу ширины фундамента в точках 0 и 4 с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций.

Предварительно вычисляем:

по формуле (9.185)

$$p_{ср} = \frac{N}{b} = \frac{265}{3{,}1} = 85{,}5\ т/м;$$

по формуле (9.187)

$$y_{04} = 0{,}5\,(b - b_k) - f_2\,(z + a) = 0{,}5\,(3{,}1 - 1{,}0) - 0{,}12\,(0{,}94 + 0{,}05) = 0{,}93\ м;$$

по формуле (9.186) при $\lambda_a = 0{,}0005\ м$

$$\Delta p = \frac{\lambda_a}{z}\,y_{04} l k = \frac{0{,}0005}{0{,}94}\,0{,}93\cdot 3{,}7\cdot 5000 = 9{,}2\ т/м.$$

Определяем давление грунта в точках 0 и 4 по формулам (9.183) и (9.184):

$$p_0 = p_{ср} - \Delta p = 85{,}5 - 9{,}2 = 76{,}3\ т/м;$$

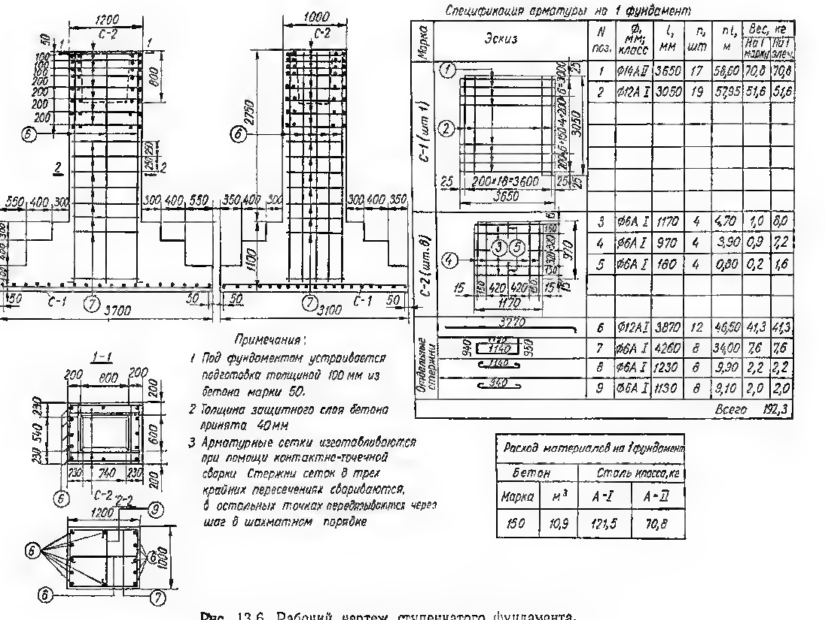
$$p_4 = p_{ср} + \Delta p = 85{,}5 + 9{,}2 = 94{,}7\ т/м.$$

Определяем площадь сечения арматуры, укладываемой параллельно короткой стороне фундамента.

По формуле (9.161)

$$M = 0{,}167\,(2p_0 + p_4)\,y_{04}^2 = 0{,}167\,(2\cdot 76{,}3 + 94{,}7)\cdot 0{,}93^2 = 35{,}6\ т\cdot м;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{35{,}6}{800\cdot 1{,}8\cdot 1{,}05^2} = 0{,}02.$$



Спецификация арматуры на 1 фундамент

Марка	Эскиз	N поз.	Ф, мм; класс	l, мм	n, шт	nl, м	Вес, кг: На 1 марку	Вес, кг: На 1 элем.
С-1 (шт 1)		1	Ф14А II	3650	17	58,60	70,8	70,8
		2	Ф12А I	3050	19	57,95	51,6	51,6
С-2 (шт. 8)		3	Ф6А I	1170	4	4,70	1,0	8,0
		4	Ф6А I	970	4	3,90	0,9	7,2
		5	Ф6А I	180	4	0,80	0,2	1,6
Отдельные стержни	3770	6	Ф12А I	3870	12	46,50	41,3	41,3
	940, 1140, 950	7	Ф6А I	4260	8	34,00	7,6	7,6
	1140	8	Ф6А I	1230	8	9,90	2,2	2,2
	940	9	Ф6А I	1130	8	9,10	2,0	2,0
						Всего		192,3

Расход материалов на 1 фундамент

Бетон		Сталь класса, кг	
Марка	м³	А-I	А-II
150	10,9	121,5	70,8

Примечания:

1. Под фундаментом устраивается подготовка толщиной 100 мм из бетона марки 50.
2. Толщина защитного слоя бетона принята 40 мм.
3. Арматурные сетки изготавливаются при помощи контактно-точечной сварки. Стержни сеток в трех крайних пересечениях свариваются, в остальных точках перевязываются через шаг в шахматном порядке.

Рис. 13.6. Рабочий чертеж ступенчатого фундамента.

По табл. 4.6 $A = 0{,}02$ соответствует $\gamma = 0{,}99$.

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{35.6}{2{,}1 \cdot 0{,}99 \cdot 1{,}05} = 16{,}4\ см^2.$$

Принимаем 18 ⌀ 12AI; $F_a = 20{,}34\ см^2$;

$$\mu = \frac{20{,}34}{180 \cdot 1{,}05} 100 = 0{,}108\% > 0{,}1\%.$$

Проверку условия трещиностойкости можно не производить, так как оно было выполнено в расчете фундамента по длине, где изгибающий момент больше, а сечение меньше, чем при расчете по ширине.

Рабочий чертеж фундамента показан на рис. 13.6.

ДВУХСЛОЙНЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД КОЛОННУ

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и законструировать двухслойный фундамент под колонну, состоящий из пирамидального башмака и подкладной плиты. Сечение колонны 0,6 × 0,4 *м*. Сопряжение колонны с фундаментом стаканного типа.

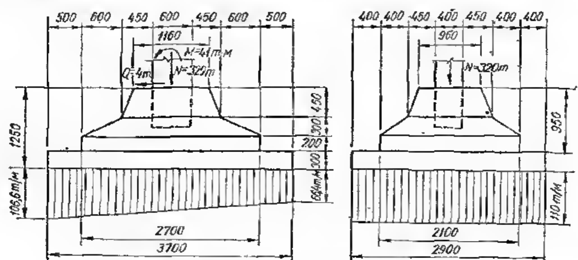


Рис. 13.7. Схема двухслойного фундамента.

Усилия от расчетных нагрузок, приложенные на уровне верхнего обреза фундамента: $N = 320{,}0\ т$, $M = 41{,}0\ т \cdot м$, $Q = 4{,}0\ т$. Осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср} = 1{,}2$.

Грунт основания — супесчаный. Размеры подошвы фундамента, установленные из расчета основания, $l_2 = 3{,}7\ м$, $b_2 = 2{,}9\ м$. Среднее давление под подошвой фундамента и его осадка от нормативных нагрузок соответственно $p = 3{,}1\ кг/см^2$; $S = 0{,}63\ см$ (примеры расчетов размеров подошвы и осадок отдельных фундаментов см. в главе 9).

Принятые в соответствии с данными расчета основания и с учетом условия (9.195) форма и размеры фундамента показаны на рис. 13.7.

Материалы: башмак изготавливается из бетона марки 400, плита — из бетона марки 300; рабочая арматура башмака и плиты из горячекатаной стали периодического профиля класса А-II, монтажная и конструктивная арматура из круглой стали класса А-I.

Башмак укладывается на плиту по слою цементного раствора марки 200.

Необходимые характеристики материалов и коэффициенты: для бетона марки 400

$$R_и = 210\ кг/см^2; \quad R_р = 12{,}5\ кг/см^2;$$

$$R_т = 17{,}5\ кг/см^2; \quad E_б = 3{,}5 \cdot 10^5\ кг/см^2;$$

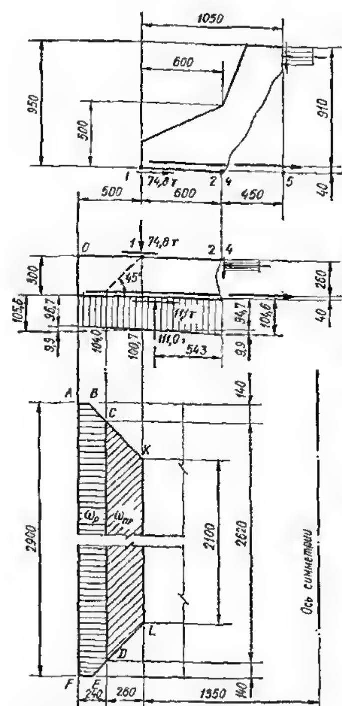


Рис. 13.8. К расчету двухслойного фундамента по длине.

для бетона марки 300

$$R_u = 160\ кг/см^2;\quad R_p = 10{,}5\ кг/см^2;$$

$$R_т = 14{,}5\ кг/см^2;$$

$$E_б = 3{,}15\cdot 10^5\ кг/см^2;$$

для стали класса А-II

$$R_a = 2700\ кг/см^2;$$

$$E_a = 2{,}1\cdot 10^6\ кг/см^2.$$

По табл. 9.35 коэффициенты трения между слоями фундамента при цементном растворе марки 200 $f_0 = 0{,}4$; $f_1 = 0{,}6$, между подошвой фундамента с супесчаным основанием $f_2 = 0{,}10$.

Параметр модели основания k по формуле (9.155) при $\beta = 0$ (винклеровское основание)

$$k = \frac{p}{S} = \frac{3{,}1}{0{,}63} \approx 5\ кг/см^2 = 5000\ т/м^3.$$

Расчет фундамента по длине (рис. 13,8)

Реактивное давление грунта на единицу длины фундамента по формуле (9.184)

$$p_{\substack{макс\\мин}} = \frac{N}{l} \pm \frac{6(M + QH)}{l^2} =$$

$$= \frac{320}{3{,}7} \pm \frac{6(41{,}0 + 4{,}0\cdot 1{,}25)}{3{,}7^2} =$$

$$= 86{,}5 \pm 20{,}1;$$

$$p_{макс} = 86{,}5 + 20{,}1 = 106{,}6\ т/м;$$

$$p_{мин} = 86{,}5 - 20{,}1 = 66{,}4\ т/м.$$

Определяем реактивное давление грунта с учетом перераспределения давлений вследствие неупругих деформаций фундамента. По формулам (9.196) — (9.198) предварительно вычисляем:

$$y_{12} \approx 1{,}2 y_{01} = 1{,}2\cdot 0{,}5 = 0{,}6\ м;$$

$$z_1 \approx 0{,}9 h_{10} = 0{,}9\cdot 0{,}91 = 0{,}82\ м;$$

$$y_{45} = f_1(z_1 + a_1) = 0{,}6\,(0{,}82 + 0{,}04) = 0{,}516\ м.$$

Так как $y_{12} + y_{45} = 0{,}6 + 0{,}516 = 1{,}116 > y_{15} = 1{,}05$ м, то принимаем $y_{04} = y_{01} + y_{12} = 0{,}5 + 0{,}6 = 1{,}1$ м (точки 2 и 4 совмещены, см. рис. 13.8).

По формуле (9.203) при $\lambda_a = 0{,}0005$ м

$$\Delta p = \frac{\lambda_a}{z_1} y_{04} b k = \frac{0{,}0005}{0{,}82}\, 1{,}1\cdot 2{,}9\cdot 500 = 9{,}9\ т/м.$$

По формулам (9.199) — (9.201) вычисляем:

$$p_{20} = p_{макс} - \Delta p = 106{,}6 - 9{,}9 = 96{,}7\ т/м;$$

$$p_{2,} = p_{\text{макс}} - (p_{\text{макс}} - p_{\text{мин}})\frac{y_{04}}{2} + \Delta p = 106{,}6 -$$

$$-(106{,}6 - 66{,}4)\frac{1{,}1}{3{,}7} + 9{,}9 = 104{,}6\ т/м;$$

$$p_{21} = p_{20} + (p_{24} - p_{20})\frac{y_{01}}{y_{04}} = 96{,}7 + (104{,}6 - 96{,}7)\frac{0{,}5}{1{,}1} = 100{,}7\ м.$$

Определяем площадь сечения арматуры F_{a2} из расчета прочности консольного выступа плиты. Для этого по формулам (9.204) и (9.205) вычисляем:

$$y_{0a} = y_{01} - f_2(0{,}9h_{20} + a_2) = 0{,}5 - 0{,}1(0{,}9 \cdot 0{,}26 + 0{,}04) = 0{,}47\ м;$$

$$p_{2a} = p_{20} + (p_{24} - p_{20})\frac{y_{0a}}{y_{04}} = 96{,}7 + (104{,}6 - 96{,}7)\frac{0{,}47}{1{,}10} = 100{,}1\ т/м;$$

$$M = 0{,}167(2p_{20} + p_{2a})y_{0a}^2 = 0{,}167(2 \cdot 104{,}6 + 100{,}1) \cdot 0{,}47^2 = 11{,}4\ т \cdot м.$$

$$A_0 = \frac{M}{R_и b h_0^2} = \frac{11{,}4}{2{,}9 \cdot 0{,}26^2 \cdot 1600} = 0{,}036.$$

По табл. 4.6 находим $\gamma = 0{,}98$.

$$F_{a2} = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{11{,}4}{2{,}7 \cdot 0{,}98 \cdot 0{,}26} = 16{,}6\ см^2.$$

Принимаем 15 ∅ 12AII; $F_{a2} = 16{,}96\ см^2$.

Проверяем, достаточна ли высота плиты из расчета на продавливание (см. рис. 13.8).

Производим расчет на продавливание плиты башмаком.

Продавливающую силу определяем по формуле (9.207). Для этого предварительно вычисляем грузовую площадь $ABCDEF$:

$$\omega_р = 2{,}9 \cdot 0{,}24 - 2 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}14^2 = 0{,}677\ м^2.$$

$$V_р = \frac{p_{\text{макс}}}{b}\omega_р = \frac{106{,}6}{2{,}9} \cdot 0{,}677 = 24{,}9\ т.$$

Прочность на продавливание определяем по формуле (9.208).

Для этого вычисляем площадь горизонтальной проекции грани пирамиды продавливания $CKLD$:

$$\omega_{пр} = 2{,}62 \cdot 0{,}26 - 2 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}26^2 = 0{,}61\ м^2.$$

$$Q_{пр} = 0{,}75R_р\omega_{пр} = 0{,}75 \cdot 10{,}5 \cdot 0{,}61 = 48\ т.$$

Проверяем условие (9.209):

$$V_р = 24{,}9\ т < Q_{пр} = 48\ т.$$

Условие (9.209) соблюдено, следовательно, принятая высота плиты достаточна.

Проверяем трещиностойкость консольного выступа плиты по моменту:

$$M^н = \frac{1}{n_{ср}}M = \frac{1}{1{,}2}11{,}4 = 9{,}5\ т \cdot м.$$

Момент сопротивления сечения с учетом неупругих деформаций бетона

$$W_т = 1{,}75W_0 = 1{,}75\frac{2{,}9 \cdot 0{,}3^2}{6} = 0{,}076\ м^3.$$

Проверяем условие трещиностойкости:

$$R_т W_т = 145 \cdot 0{,}076 = 11{,}0 > M^н = 9{,}5\ т \cdot м.$$

Условие трещиностойкости соблюдено, следовательно, проверка ширины раскрытия трещин не требуется.

Определяем расположение и величины усилий взаимодействия между слоями от действия расчетных нагрузок при упругой работе фундамента.

Предварительно вычисляем геометрические характеристики поперечных сечений слоев в точке 2 (4) при $y_{12} = 0{,}6\ м$.

БАШМАК

Сечение башмака в точке 2 показано на рис. 13.9.

Площадь сечения

$$F_{12} = 2{,}1 \cdot 0{,}5 - 0{,}4 \cdot 0{,}3 = 0{,}93 м^2.$$

Статический момент сечения относительно основания

$$S_{12} = 2{,}1 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}25 - 0{,}4 \cdot 0{,}3\left(0{,}5 - \frac{0{,}3}{3}\right) = 0{,}214\ м^3.$$

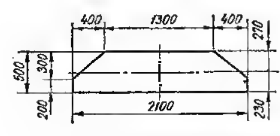


Рис. 13.9. К определению геометрических характеристик сечения башмака в точке 2.

Расстояние от основания до центра тяжести сечения

$$d_{12} = \frac{S_1}{F_1} = \frac{0{,}214}{0{,}93} = 0{,}23\ м.$$

Момент инерции сечения башмака

$$I_{12} = \frac{2{,}1\,(0{,}23^3 + 0{,}27^3)}{3} - \frac{2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}3^3}{36} - 0{,}4 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}17^2 = 0{,}018\ м^4.$$

ПЛИТА

Момент инерции сечения плиты

$$I_{22} = \frac{2{,}9 \cdot 0{,}3^3}{12} = 0{,}0065\ м^4.$$

Отношение жесткостей башмака и плиты в точке 2

$$n_2 = \frac{E_{б.1} I_{12}}{E_{б.2} I_{22}} = \frac{3{,}5 \cdot 10^5 \cdot 0{,}018}{3{,}15 \cdot 10^5 \cdot 0{,}0065} = 3{,}1.$$

По формулам (9.213) — (9.211) определяем величины:

$$\alpha_0 = \frac{n_2 + 1}{f_0\,(n_2 d'_{22} - d_{12})} = \frac{3{,}1 + 1}{0{,}4\,(3{,}1 \cdot 0{,}15 - 0{,}23)} = 44{,}0;$$

$$a = \frac{13{,}5 + 9\frac{p_{22}}{p_{21}} + 7{,}5\alpha_0 f_2 d_{22}\left(1 - \frac{p_{22}}{p_{21}}\right)}{\alpha_0\left(7 + 8\frac{p_{22}}{p_{21}}\right)} =$$

$$= \frac{13{,}5 + 9\frac{104{,}6}{100{,}7} + 7{,}5 \cdot 44{,}0 \cdot 0{,}10 \cdot 0{,}15\left(1 - \frac{104{,}6}{100{,}7}\right)}{44{,}0\left(7 + 8\frac{104{,}6}{100{,}7}\right)} = 0{,}033;$$

$$b = \frac{1}{\alpha_0\left(7 + 8\frac{p_{22}}{p_{21}}\right)}\left[10\alpha_0\left(1 + 2\frac{p_{20}}{p_{21}}\right)y_{01}^2 - 30 \times\right.$$

$$\left.\times\left(1 + \frac{p_{20}}{p_{21}}\right)\left(1 + \alpha_0 f_2 d_{22}\right)y_{01} + 15 f_2 d_{22}\left(1 + \frac{p_{22}}{p_{21}}\right)\right] =$$

$$= \frac{1}{44{,}0\left(7 + 8\frac{104{,}6}{100{,}7}\right)}\left[10 \cdot 44{,}0\left(1 + 2\frac{96{,}7}{100{,}7}\right)0{,}5^2 - 30\left(1 + \frac{96{,}7}{100{,}7}\right)\times\right.$$

$$\left.\times\,(1 + 44{,}0 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}15)\,0{,}5 + 15 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}15\left(1 + \frac{104{,}6}{100{,}7}\right)\right] = 0{,}417.$$

По формуле (9.210) определяем величину y_{12}:

$$y_{12} = -a + \sqrt{a^2 + b} = -0,033 + \sqrt{0,033^2 + 0,417} =$$
$$= -0,033 + 0,647 = 0,614 \text{ м}.$$

Так как полученная величина y_{12} мало отличается от ранее принятой (0,60 *м*), пересчета не производим.

По формуле (9.214)

$$V_1 = \frac{n_2}{n_2+1} \cdot \frac{0,167\,(2p_{20} + p_{22})\,y_{02}^2 - 0,5f_2d_{22}\,(p_{20} + p_{22})\,y_{02}}{y_{12} + \frac{1}{\alpha_0}} =$$

$$= \frac{3,1}{3,1+1,0} \cdot \frac{0,167\,(2\cdot 96,7 + 104,6)\,1,1^2 - 0,5\cdot 0,1\cdot 0,15\cdot(96,7+104,6)\cdot 1,1}{0,6 + \frac{1}{44,0}} = 71,0 \text{ т}.$$

Определяем усилия взаимодействия между слоями и сечение арматуры F_{a1}, рассматривая работу фундамента в предельном состоянии.

Вычисляем предварительно величины V_{04} и y по формулам (9.221) и (9.222):

$$V_{04} = 0,5\,(p_{20} + p_{24})\,y_{04} = 0,5\,(96,7 + 104,6)\,1,1 = 111,0 \text{ т};$$

$$y = \frac{2p_{20} + p_{24}}{3\,(p_{20} + p_{24})}\,y_{04} = \frac{2\cdot 96,7 + 104,6}{3\,(96,7 + 104,6)}\,1,1 = 0,54 \text{ м}.$$

Так как в данном примере контакт между точками 1 и 4 отсутствует, задаемся величиной x_2 и по формуле (9.235) определяем V_1.

Принимаем $x_2 = 0,01$ *м*.

$$V_1 = \frac{1}{y_{14}}\,[V_{04}\,(y - f_2h_2) + 0,5R_\text{и}b_2x_2^2 - R_\text{а}F_{\text{а}2}h_{20}] =$$

$$= \frac{1}{0,6}\,[111,0\,(0,54 - 0,10\cdot 0,3) + 0,5\cdot 1600\cdot 2,9\cdot 0,1^2 - 2,7\cdot 16,96\cdot 0,26] = 74,8 \text{ т}.$$

По формуле (9.236) определяем соответствующее значение x_2:

$$x_2 = \frac{1}{R_\text{и}b_2}\,[f_2V_{04} - f_0V_1 + R_\text{а}F_{\text{а}2}] =$$

$$= \frac{1}{2100\cdot 2,9}\,(0,1\cdot 111,0 - 0,4\cdot 74,8 + 2,7\cdot 16,96) = 0,006 \text{ м}.$$

Определяем сечение арматуры F_{a1} по формуле (9.237), предварительно задавшись величиной $x_1 = 0,04$ *м*:

$$F_{\text{а}1} = \frac{1}{R_\text{а}\,(h_1 - a_1)}\,[V_1\,(y_{15} - f_0h_1) + 0,5R_\text{и}b_1x_1^2] =$$

$$= \frac{1}{2,7\,(0,95 - 0,04)} \cdot [74,8\,(1,05 - 0,4\cdot 0,95) + 0,5\cdot 2100\cdot 0,96\cdot 0,04^2] = 20,3 \text{ см}^2.$$

По формуле (9.238) определяем соответствующее значение x_1:

$$x_1 = \frac{1}{R_\text{и}b_1}\,(f_0V_1 + R_\text{а}F_{\text{а}1}) = \frac{1}{2100\cdot 0,9}\,(0,4\cdot 74,8 + 2,7\cdot 20,3) = 0,046 \text{ м}.$$

Значение x_1 мало отличается от принятого; пересчета не требуется.

Принимаем арматуру башмака 11 ⌀ 16AII; $F_{a1} = 22,2$ *см*².

Проверяем выполнение условия (4.150) для башмака.

Предварительно вычисляем геометрические характеристики сечения. Сечение башмака показано на рис. 13.10.

Определяем положение нулевой линии из условия (3.5):

$$S_\text{с} = \frac{(h - x)\,F_\text{р}}{2}.$$

Принимаем $x = 0,55$ *м*.

При этом

$$S_c = \frac{0{,}96+1{,}3}{2} 0{,}45 \left(0{,}1 + \frac{2\cdot 0{,}96+1{,}3}{0{,}96+1{,}3} \cdot \frac{0{,}45}{3}\right) +$$

$$+ \frac{1{,}3+1{,}57}{2} \cdot 0{,}1 \frac{2\cdot 1{,}3+1{,}57}{1{,}3+1{,}57} \cdot \frac{0{,}1}{3} = 0{,}161\ м^3.$$

$$\frac{(h-x)F_p}{2} = \frac{(95-55)\left(\frac{1{,}57+2{,}10}{2} 0{,}2 + 2{,}1\cdot 0{,}2\cdot 0{,}22\right)}{2} =$$

$$= 0{,}160\ м^3 \approx S_c = 0{,}161\ м^3.$$

Определяем $W_т$ без учета арматуры по формуле (3.4):

$$W_т = \frac{2I_c}{h-x} + S_p \approx \frac{2}{0{,}95-0{,}55} \times$$

$$\times \frac{(1{,}39+3\cdot 0{,}96)\,0{,}55^3}{12} + 0{,}5\cdot 2{,}1\cdot 0{,}4^2 - \frac{0{,}265\cdot 0{,}2^2}{3} = 0{,}447\ м^3.$$

Определяем изгибающий момент от нормативной нагрузки

$$M^н = \frac{V_1 y_{1б} - f_0 V_1 (z_1 + a_1)}{1{,}2} = \frac{71{,}0\cdot 1{,}05 - 0{,}4\cdot 71{,}0\,(0{,}89+0{,}04)}{1{,}2} = 40{,}1\ т\cdot м;$$

$$M^н = 40{,}1 < R_т\ W_т = 175\cdot 0{,}447 = 78{,}2\ т\cdot м.$$

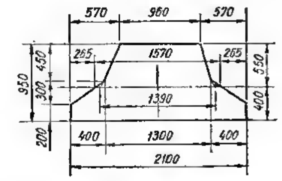


Рис. 13.10. К определению геометрических характеристик сечения башмака в точке 4.

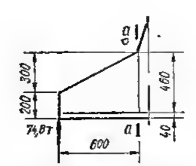


Рис. 13.11. К расчету прочности башмака по поперечной силе в сечении a—a.

Таким образом, в башмаке трещины не образуются.

Проверяем прочность башмака по поперечной силе.

Определяем, достаточна ли его высота на краю из условия (9.35):

$$Q \leqslant mR_p bh_{10} + \frac{M}{z}\operatorname{tg}\varphi.$$

В нашем случае $M \approx 0$ и $m = 2{,}2$.

Из рис. 13.11

$$h_{10} = 0{,}20 - 0{,}04 = 0{,}16\ м;\ b = 2{,}1\ м.$$

$$74{,}8 < 2{,}2\cdot 125\cdot 2{,}1\cdot 0{,}16 = 92{,}1\ т.$$

Проверяем сечение a—a из условия (4.32)

$$Q \leqslant Rbh_0.$$

Из рис. 13.11 $h_0 = 0{,}46\ м$; $b = 1{,}3\ м$.

$$74{,}8 \approx 125\cdot 1{,}3\cdot 0{,}46 = 74{,}5\ т.$$

Расчет фундамента по ширине

Реактивное давление грунта на единицу ширины фундамента по формуле (9.185)

$$P'_{ср} = \frac{N}{b} = \frac{320}{2{,}9} = 110\ т/м.$$

Определяем эпюру реактивного давления с учетом перераспределения давлений в результате образования пластического шарнира.

Принимаем ориентировочно

$$z_1 = 0{,}9\,h_{01} = 0{,}9 \cdot 0{,}895 = 0{,}8\,м;$$

$$y_{12} = 1{,}2y_{01} = 1{,}2 \cdot 0{,}4 = 0{,}48\,м.$$

Длина проекции наклонного сечения по формуле (9.198)

$$z_1 = 9{,}9h_{01} = 0{,}9 \cdot 0{,}895 = 0{,}8\ \ м;$$

$$y_{45} = f_1(z_1 + a_1) =$$

$$= 0{,}6\,(0{,}8 + 0{,}055) = 0{,}51\,м.$$

Так как $y_{12} + y_{45} = 0{,}48 + 0{,}51 = 0{,}99 > y_{15} = 0{,}85\,м$, то $y_{04} = y_{01} + y_{12} = 0{,}40 + 0{,}48 = 0{,}88\,м$ (точки 2 и 4 совпадают и $y_{12} = y_{14}$).

Определяем величину Δp по формуле (9.203) при $\lambda_a = 0{,}0005\,м$:

$$\Delta p = \frac{0{,}005}{0{,}8}\,0{,}88 \cdot 3{,}7 \cdot 5000 = 10{,}1\ т/м.$$

Определяем давление под подошвой фундамента в точках 0; 1 и 4 после перераспределения:

$$p_{20} = 110 - 10{,}1 = 99{,}9\ т/м;$$

$$p_{24} = 110 + 10{,}1 = 120{,}1\ т/м;$$

$$p_{21} = 99{,}9 - (99{,}9 - 120{,}1)\,\frac{0{,}4}{0{,}88} =$$

$$= 109{,}7\ т/м.$$

Определяем сечение арматуры F_{a2} из расчета прочности консольного выступа плиты (рис. 13.12).

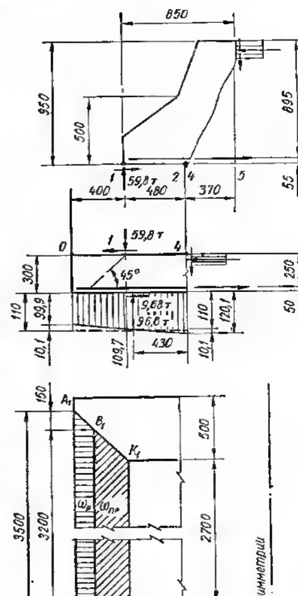


Рис. 13.12. К расчету двухслойного фундамента по ширине.

$$M_1 = 0{,}167\,(2p_{20} + p_{21})\,y_{01}^2 - 0{,}5f_2 \times (p_{20} + p_{21})\,y_{01}\,(0{,}9h_{20} + a_2) =$$

$$= 0{,}167\,(2 \cdot 99{,}9 + 109{,}7)\,0{,}4^2 - 0{,}5 \cdot 0{,}10\,(99{,}9 + 109{,}7)\,0{,}4\,(0{,}9 \cdot 0{,}25 + 0{,}05) = 6{,}88\ т;$$

$$A_0 = \frac{M}{R_u b h_0^2} = \frac{6{,}88}{1600 \cdot 3{,}7 \cdot 0{,}25^2} = 0{,}0186\ т.$$

По табл. 4.6 $\gamma = 0{,}99$.

$$F_{02} = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{6{,}88}{2{,}7 \cdot 0{,}99 \cdot 0{,}25} = 10{,}3\ см^2.$$

Принимаем 19 ∅ 10AII; шаг 200 *мм*; $F_{a2} = 14{,}92\ см^2$.

Проверяем, достаточна ли высота плиты из расчета на продавливание. Для этого определяем продавливающую силу (рис. 13.12):

$$V_p = \frac{110{,}0}{3{,}7}\,(3{,}5 + 3{,}2)\,0{,}5 \cdot 0{,}15 = 15{,}0\ т.$$

Проверяем прочность на продавливание по условию (9.209):

$$Q_{пр} = 0{,}75 \cdot 105 \cdot 0{,}5\,(3{,}2 + 2{,}7)\,0{,}25 = 58{,}3\ т > V_p = 15{,}0\ т.$$

Условие (9.209) соблюдается, следовательно, высота плиты достаточна.

Определяем усилия взаимодействия между слоями и сечение арматуры F_{a1}.

Из расчета фундамента по длине видно, что в данном примере уточнения величины y_{12} не требуется, так как вычисленная величина совпадает с ранее принятой. Поэтому y_{12} оставляем равным 0,48 *м*.

По формулам (9.221) и (9.222) вычисляем:

$$V_{04} = 0,5\,(p_{20} + p_{24})\,y_{04} = 0,5\,(99,9 + 120,1)\,0,88 = 96,8\ m;$$

$$y = \frac{2p_{20} + p_{24}}{p_{20} + p_{24}} \cdot \frac{y_{04}}{3} = \frac{2\cdot 99,9 + 120,1}{99,9 + 120,1} \cdot \frac{0,88}{3} = 0,43\ м.$$

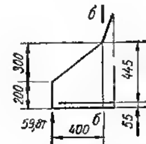


Рис. 13.13. К проверке прочности башмака по поперечной силе в сечении *б—б*.

Так как контакт между точками 1 и 4 отсутствует, задаемся величиной x_2 и по формуле (9.235) определяем V_1.

Задаемся величиной $x_2 = 0,005$ *м*.

$$V_1 = \frac{1}{y_{14}}\,[V_{04}\,(y - f_2h_2) + 0,5R_{и}b_2x_2^2 - R_aF_{a2}h_{20}] =$$

$$= \frac{1}{0,48}\,[96,8\,(0,43 - 0,1\cdot 0,3) + 0,5\cdot 1\,600\cdot 3,7\cdot 0,005^2 - 2,7\times$$

$$\times\ 14,92\cdot 0,25] = 59,8\ m.$$

По формуле (9.236) определяем соответствующее значение x_2:

$$x_2 = \frac{1}{R_{и}b_2}\,(f_2V_{04} - f_0V_1 + R_aF_{a2}) =$$

$$= \frac{1}{2100\cdot 3,7}\,(0,1\cdot 96,8 - 0,4\cdot 59,8 + 2,7\cdot 14,92) = 0,004\ м.$$

Величина x_2 незначительно отличается от ранее принятой; пересчета не производим.

Определяем сечение арматуры F_{a1} по формуле (9.237), предварительно задавшись величиной $x_1 = 0,02$ *м*.

$$F_{a1} = \frac{1}{R_a\,(h_1 - a_1)}\,[V_1\,(y_{15} - f_0h_1) + 0,5R_{и}b_1x_1^2] =$$

$$= \frac{1}{2,7\,(0,95 - 0,055)} \cdot [59,8\,(0,85 - 0,4\cdot 0,95) + 0,5\cdot 2100\cdot 1,16\times$$

$$\times\ 0,02^2] = 12,4\ см^2.$$

По формуле (9.238) определяем соответствующее значение x_1:

$$x_1 = \frac{1}{R_{и}b_1}\,(f_0V_1 + R_aF_{a1}) = \frac{1}{2\,100\cdot 1,16}\times$$

$$\times\ (0,4\cdot 59,8 + 2,7\cdot 12,4) = 0,023\ м.$$

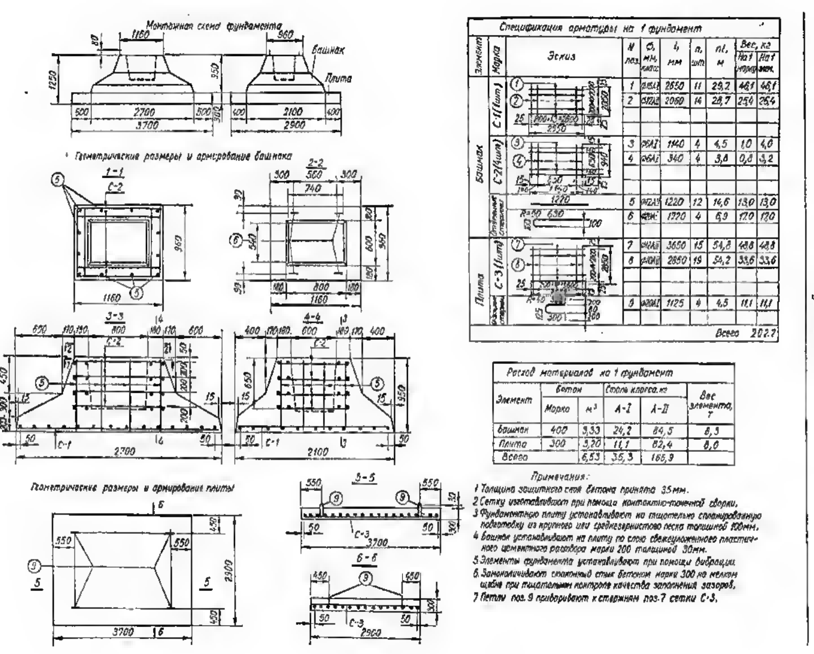
Пересчета не производим.

Принимаем арматуру башмака 14 ⌀ 12AII; шаг 200 *мм*, $F_{a1} = 15,8\ см^2$.

Проверяем прочность башмака по поперечной силе.

Проверяем, достаточна ли высота башмака на краю из условия (9.35) — (рис. 13.13).

$$Q \leqslant mR_pbh_{10} + \frac{M}{z}\,\mathrm{tg}\,\varphi.$$



Элемент	Марка	Эскиз	№ поз.	Ø, мм, класс	l, мм	n, шт	nl, м	Вес, кг на 1 марку	Вес, кг на 1 элем.
Башмак	С-1(1шт)		1	ø15AI	2650	11	29,2	46,1	46,1
			2	ø12AII	2060	14	28,7	25,4	25,4
	С-2(4шт)		3	ø6AI	1140	4	4,5	1,0	4,0
			4	ø6AI	340	4	3,8	0,8	3,2
	Отдельные стержни		5	ø12AII	1220	12	14,6	13,0	13,0
			6	[illegible]	1720	4	6,9	12,0	12,0
Плита	С-3(1шт)		7	ø14AII	3650	15	54,8	48,8	48,8
			8	ø10AII	2850	19	54,2	33,6	33,6
	Отдельные стержни		9	ø20AI	1125	4	4,5	11,1	11,1
								Всего	202,7

Расход материалов на 1 фундамент

Элемент	Бетон: Марка	Бетон: м³	Сталь класса, кг: А-I	Сталь класса, кг: А-II	Вес элемента, т
Башмак	400	3,33	24,2	84,5	8,3
Плита	300	3,20	11,1	82,4	8,0
Всего		6,53	35,3	166,9	

Примечания:

1. Толщина защитного слоя бетона принята 35 мм.
2. Сетку изготавливают при помощи контактно-точечной сварки.
3. Фундаментную плиту устанавливают на тщательно спланированную подготовку из крупного или среднезернистого песка толщиной 100 мм.
4. Башмак устанавливают на плиту по слою свежеуложенного пластичного цементного раствора марки 200 толщиной 30 мм.
5. Элементы фундамента устанавливают при помощи вибрации.
6. Замоноличивают стаканный стык бетоном марки 300 на мелком щебне при тщательном контроле качества заполнения зазоров.
7. Петли поз. 9 приваривают к стержням поз. 7 сетки С-3.

Рис. 13.14. Рабочий чертеж двухслойного фундамента.

В нашем случае $M \approx 0$ и $m = 2{,}2$.

Из рис. 13.13 $h_{10} = 0{,}20 - 0{,}055 = 0{,}145$ *м*; $b = 2{,}7$ *м*.

$$59{,}8\,m < 2{,}2 \cdot 125 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}145 = 108\,m.$$

Проверяем сечение *б—б* из условия (4.32).

$$Q < R_p b h_0.$$

Из рис. 13.13 $h_0 = 0{,}5 - 0{,}055 = 0{,}445$ *м*; $b = 1{,}5$ *м*.

$$59{,}8\,m < 125 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}445 = 83{,}5\,m.$$

Выполнение условия трещиностойкости при расчете по ширине фундамента очевидно, так как $W_т$ в этом направлении больше, а $M^н$ меньше, чем соответствующие величины в направлении длины.

Таким образом, трещиностойкость башмака обеспечена.

Рабочий чертеж фундамента приведен на рис. 13.14.

Раздел III

ДАННЫЕ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ

ОБЩИЕ ЗАМЕЧАНИЯ

В разделе приведены материалы, облегчающие статический расчет железобетонных конструкций гражданских, промышленных и инженерных сооружений.

В большинстве случаев указанные материалы представляют собой готовые формулы и таблицы, сопровождаемые краткими пояснениями или рекомендациями по поводу их наиболее рационального применения. В отдельных случаях даны краткие теоретические сведения.

Содержащиеся в разделе материалы по статическому расчету охватывают основные разновидности железобетонных конструкций, применяемых в строительстве: однопролетные и неразрезные плиты и балки; плиты, опертые по контуру; балки кессонных перекрытий; балки-стенки; балки с криволинейной и ломаной в плане осью; рамы; шпренгельные системы; арки; оболочки вращения и трубы.

Наряду с данными по расчету конструкций как упругих систем приведены также материалы по расчету методом предельного равновесия. Речь идет о неразрезных плитах и балках, плитах, опертых по контуру, круглых трубах.

При выполнении статических расчетов следует широко применять механизированные методы расчета, максимально используя имеющуюся в наличии вычислительную технику. Приводимые в разделе материалы в сочетании с механизированными методами позволяют производить статические расчеты наиболее простым и эффективным способом.

Глава 14

ПЛИТЫ И БАЛКИ

ОДНОПРОЛЕТНЫЕ ПЛИТЫ И БАЛКИ

Формулы для определения поперечных сил, опорных реакций, изгибающих моментов, углов поворота и прогибов однопролетных балок при различных видах загружения приведены в табл. 14.1.

Таблица охватывает как статически определимые балки (консольные, на двух шарнирных опорах, на двух шарнирных опорах с одной и двумя консолями), так и статически неопределимые (балки на двух опорах с одним защемленным концом, на двух опорах с одним защемленным концом и консолью и с двумя защемленными концами).

Для приближенного определения деформаций железобетонных элементов в формулы табл. 14.1 можно подставлять вместо произведения EI величину B. Подробные указания об определении прогибов железобетонных балок приведены в разделе I.

Таблица 14.1. **Поперечные силы, опорные реакции, изгибающие моменты, углы поворота и прогибы однопролетных балок**

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
1. Консольная балка				
	$B = P;$ $Q_x = -P$	$M_x = -Px;$ $M_B = -Pl$	$\theta_x = -\frac{P}{2EJ}(l^2 - x^2);$ $\theta_A = -\frac{Pl^2}{2EJ}$	$f_x = \frac{P}{6EJ}(2l^3 - 3l^2x + x^3);$ $f_A = \frac{Pl^3}{3EJ}$
	$B = pl;$ $Q_x = -px$	$M_x = -\frac{px^2}{2};$ $M_B = -\frac{pl^2}{2}$	$\theta_x = -\frac{p}{6EJ}(l^3 - x^3);$ $\theta_A = -\frac{pl^3}{6EJ}$	$f_x = \frac{p}{24EJ}(3l^4 - 4l^3x + x^4);$ $f_A = \frac{pl^4}{8EJ}$
	$B = \frac{pl}{2};$ $Q_x = -\frac{p_x x}{2};$ $p_x = p\frac{x}{l}$	$M_x = -\frac{px^3}{6l};$ $M_B = -\frac{pl^2}{6}$	$\theta_x = -\frac{p}{24EJl}(l^4 - x^4);$ $\theta_A = -\frac{pl^3}{24EJ}$	$f_x = \frac{p}{120EJl}(4l^5 - 5l^4x + x^5);$ $f_A = \frac{pl^4}{30EJ}$
	$B = \frac{pl}{2};$ $Q_x = -p\left(x - \frac{x^2}{2l}\right);$ $p_x = p\left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$M_x = -\frac{px^2}{2}\left(1 - \frac{x}{3l}\right);$ $M_B = -\frac{pl^2}{3}$	$\theta_x = -\frac{p}{24EJl}(4x^3l - x^4 - 3l^4);$ $\theta_A = -\frac{pl^3}{8EJ}$	$f_x = \frac{p}{120EJl}(11l^5 - 15l^4x + 5lx^4 - x^5);$ $f_A = \frac{11pl^4}{120EJ}$

	$B = \frac{p_1 + p_2}{2} l;$ $Q_x = -p_1 x - \frac{p_2 - p_1}{2l} x^2;$ $p_x = p_1 + \frac{p_2 - p_1}{l} x$	$M_x = -p_1 \frac{x^2}{2} - \frac{p_2 - p_1}{6l} x^3;$ $M_B = \frac{2p_1 + p_2}{6} l^2$	$\theta_x = -\frac{p_1}{6EJ}(l^3 - x^3) - \frac{p_2 - p_1}{24EJl}(l^4 - x^4);$ $\theta_A = -\frac{3p_1 + p_2}{24EJ} l^3$	$f_x = \frac{p_1}{EJ}\left(\frac{l^4}{8} - \frac{l^3 x}{6} + \frac{x^4}{24}\right) + \frac{p_2 - p_1}{EJl}\left(\frac{l^5}{30} - \frac{l^4 x}{24} + \frac{x^5}{120}\right);$ $f_A = \frac{11p_1 + 4p_2}{120EJ} l^4$
	$B = 0;$ $Q_x = 0$	$M_x = M_B = m$	$\theta_x = -\frac{m}{EJ}(x - l);$ $\theta_A = -\frac{ml}{EJ}$	$f_x = \frac{m}{2EJ}(l - x)^2;$ $f_A = \frac{ml^2}{2EJ}$
	$B = pa;$ при $x \leqslant a$ $Q_x = -px;$ при $x \geqslant a$ $Q_x = -pa$	При $x \leqslant a$ $M_x = -\frac{px^2}{2};$ при $x \geqslant a$ $M_x = -pa\left(x - \frac{a}{2}\right);$ $M_B = -pa\left(l - \frac{a}{2}\right)$	$\theta_A = -\frac{pl^3}{6EJ}\left(1 - \frac{b^3}{l^3}\right)$	$f_A = \frac{ql^4}{24EJ}\left(3 - 4\frac{b^3}{l^3} + \frac{b^4}{l^4}\right)$
	$B = \frac{pa}{2};$ при $x \leqslant a$ $Q_x = -\frac{px}{2}\left(1 + \frac{a - x}{a}\right);$ при $x \geqslant a$ $Q_x = -\frac{pa}{2}$	При $x \leqslant a$ $M_x = -\frac{px^2}{6}\left(2 + \frac{a - x}{a}\right);$ при $x \geqslant a$ $M_x = -\frac{pa^2}{6}\left(3\frac{x}{a} - 1\right);$ $M_B = -\frac{pa}{6}(2l + b)$	$\theta_A = -\frac{pa^3}{24EJ}\left(1 - 4\frac{l}{a} + 6\frac{l^2}{a^2}\right)$	$f_A = \frac{pal^3}{120EJ}\left(20 - 10\frac{a}{l} + \frac{a^3}{l^3}\right)$

Продолжение табл. 14.1.

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
2. Балка на двух опорах				
A, B, P, x, l/2, l/2, l, M, Q	$A = B = \frac{P}{2}$; $Q_x = \pm\frac{P}{2}$	При $x \leqslant \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{Px}{2}$; при $x > \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{P(l-x)}{2}$	При $x < \frac{l}{2}$ $\theta_x = \frac{P}{16EJ}(l^2 - 4x^2)$; $\theta_A = \frac{Pl^2}{16EJ}$	При $x < \frac{l}{2}$ $f_x = \frac{Px}{48EJ}(3l^2 - 4x^2)$; $f_{макс} = \frac{Pl^3}{48EJ}$
A, B, P, a, b, l, M, Q	$A = \frac{Pb}{l}$; $B = \frac{Pa}{l}$; при $x \leqslant a$ $Q_x = \frac{Pb}{l}$; при $x > a$ $Q_x = -\frac{Pa}{l}$	При $x \leqslant a$ $M_x = \frac{Pb}{l}x$; при $x > a$ $M_x = \frac{Pa}{l}(l-x)$; $M_{макс} = \frac{Pab}{l}$	При $x < a$ $\theta_x = \frac{Pb}{6EJl}(l^2 - b^2 - 3x^2)$; $\theta_A = \frac{Pb}{6EJl}(l^2 - b^2)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{Pa}{6EJl}(2l^2 - 6lx + 3x^2 + a^2)$; $\theta_B = \frac{Pa}{6EJl}(a^2 - l^2)$; $\theta_p = \frac{Pab}{3EJl}(b - a)$	При $x < a$ $f_x = \frac{Pbx}{6EJl}(l^2 - b^2 - x^2)$; при $x > a$ $f_x = \frac{Pa(l-x)}{6EJl}(2lx - a^2 - x^2)$; если $a > b$, $f_p = \frac{Pa^2b^2}{3EJl}$; $f_{макс} = \frac{Pb}{3EJl}\sqrt{\left(\frac{a^2 + 2ab}{3}\right)^3}$ $\left(\text{при } x = \sqrt{\frac{a}{3}(a + 2b)}\right)$

A, a, b, a, B, P, P, l, M, Q	$A=B=P$; при $x<a$ $Q=P$; при $a<x<a+b$ $Q=0$	При $x<a$ $M_x=Px$; при $a<x<a+b$ $M_x=M_{макс}=Pa$	При $x<a$ $\theta_x=\frac{P}{2EJ}(la-a^2-x^2)$; $\theta_A=\frac{Pa}{2EJ}(l-a)$; $\theta_p=\frac{Pab}{2EJ}$; при $a<x<a+b$ $\theta_x=\frac{Pa}{2EJ}(l-2x)$; $\theta_B=-\frac{Pa}{2EJ}(l-a)$	При $x<a$ $f_x=\frac{Px}{6EJ}(3la-3a^2-x^2)$; $f_p=\frac{Pa^2}{6EJ}(3l-4a)$; при $a<x<a+b$ $f_x=\frac{Pa}{6EJ}(3lx-3x^2-a^2)$; $f_{макс}=\frac{Pa}{24EJ}(3l^2-4a^2)$.
p, A, B, l, M, Q	$A=B=\frac{pl}{2}$; $Q_x=\frac{pl}{2}\left(1-\frac{2x}{l}\right)$	$M_x=\frac{px}{2}(l-x)$; $M_{макс}=\frac{pl^2}{8}$	$\theta_x=\frac{p}{24EJ}(l^3-6lx^2+4x^3)$; $\theta_A=-\theta_B=\frac{pl^3}{24EJ}$	$f_x=\frac{px}{24EJ}(l^3-2lx^2+x^3)$; $f_{макс}=\frac{5pl^4}{384EJ}$
p, A, c/2, c/2, B, a, b, M, Q	$A=\frac{pcb}{l}$; $B=\frac{pca}{l}$; при $x<a-\frac{c}{2}$ $Q_x=A$; при $a-\frac{c}{2}<x<a+\frac{c}{2}$ $Q_x=A-p\left(x-a+\frac{c}{2}\right)$	При $x<a-\frac{c}{2}$ $M_x=Ax$; при $a-\frac{c}{2}<x<a+\frac{c}{2}$ $M_x=Ax-\frac{p}{2}\left(x-a+\frac{c}{2}\right)^2$; $M_{макс}=\frac{pabc}{l}\left(1-\frac{c}{2l}\right)$	$\theta_A=\frac{pbc}{6EJl}\left(l^2-b^2-\frac{c^2}{4}\right)$; $\theta_B=-\frac{pac}{6EJl}\left(l^2-a^2-\frac{c^2}{4}\right)$	$f_{макс}=\frac{pc}{6EJ}\left[\frac{ab}{l}\left(2al-2a^2-\frac{c^2}{4}\right)+\frac{c^3}{64}\right]$ (при $x=a$)

Продолжение табл. 14.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A = \frac{pb^2}{2l}$; $B = \frac{pb}{2l}(l + a)$; при $x < a$ $Q_x = \frac{pb^2}{2l}$; при $x > a$ $Q_x = \frac{pb^2}{2l} - p(x - a)$	При $x < a$ $M_x = \frac{pb^2}{2l}x = Ax$; при $x > a$ $M_x = -A\left[x - l\left(\frac{x-a}{b}\right)^2\right]$; $M_{макс} = \frac{pl^2}{8}\left(1 - \frac{a^2}{l^2}\right)^2$ $\left(при\ x = \frac{b^2}{2l} + a\right)$	При $x < a$ $\theta_x = \frac{pb^2}{12EJl}\left(l^2 - \frac{b^2}{2} - 3x^2\right)$; $\theta_A = \frac{pb^2}{12EJl}\left(l^2 - \frac{b^2}{2}\right)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{p}{12EJl}\left[l^2b^2 - \frac{b^4}{2} + 2l(x-a)^3 - 3b^2x^2\right]$; $\theta_B = -\frac{pb^2}{12EJl}\left(2l^2 + \frac{b^2}{2} - 2lb\right)$	При $x < a$ $f_x = \frac{pb^2x}{24EJl}(2l^2 - b^2 - 2x^2)$; $f_a = \frac{pb^2a}{24EJ} \cdot \frac{l + 3a}{l}$; при $x > a$ $f_x = \frac{p}{24EJl}[b^2(2l^2 - b^2)x + l(x-a)^4 - 2b^2x^3]$; при $a > 0{,}547l$ $f_{макс}$ на левом участке; при $a < 0{,}547l$ $f_{макс}$ на правом участке; при $a = 0{,}547l$ $f_{макс} = 0{,}0026\frac{pl^4}{EJ}$
	$A = \frac{pl}{6}$; $B = \frac{pl}{3}$; $Q_x = \frac{p}{2l}\left(\frac{l^2}{3} - x^2\right)$	$M_x = \frac{px}{6l}(l^2 - x^2)$; $M_{макс} = 0{,}064pl^2$ (при $x = 0{,}5774l$)	$\theta_x = \frac{p}{360EJl}(7l^4 - 30l^2x^2 + 15x^4)$; $\theta_A = \frac{7}{360} \cdot \frac{pl^3}{EJ}$; $\theta_B = -\frac{pl^3}{45EJ}$	$f_x = \frac{px}{360EJl}(7l^4 - 10l^2x^2 + 3x^4)$; $f_{макс} = 0{,}00652\frac{pl^4}{EJ}$ (при $x = 0{,}51913l$)

	При $x < \frac{l}{2}$ $A = B = \frac{pl}{4}$; $Q_x = \frac{pl}{4}\left(1 - 4\frac{x^2}{l^2}\right)$	При $x < \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{plx}{4}\left(1 - \frac{4}{3}\frac{x^3}{l^3}\right)$; $M_{макс} = \frac{pl^2}{12}$	При $x < \frac{l}{2}$ $\theta_x = \frac{p}{24EJl}\left(\frac{5}{8}l^4 - 3l^2x^2 + 2x^4\right)$; $\theta_A = -\theta_B = \frac{5pl^3}{192EJ}$	При $x < \frac{l}{2}$ $f_x = \frac{px}{24EJl}\left(\frac{5}{8}l^4 - l^2x^2 + \frac{2}{5}x^4\right)$; $f_{макс} = \frac{pl^4}{120EJ}$
	При $x < a$ $A = \frac{pa}{2}\left(1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}\right)$; $Q_x = \frac{pa}{2}\left(1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}\right) - \frac{px^2}{2a}$; при $x > a$ $B = \frac{pa^2}{3l}$; $Q_x = -\frac{pa^2}{3l}$	При $x < a$ $M_x = \frac{px}{2}\left[a\left(1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}\right) - \frac{x^2}{3a}\right]$; при $x > a$ $M_x = \frac{pa^2}{3}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$; $M_{макс} = \frac{pa^2}{9l}\sqrt{1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}}\,(l + 2b)$ $\left(при\ x = a\sqrt{1 - \frac{2}{3}\frac{a}{l}}\right)$	При $x < a$ $\theta_x = \frac{pa^3}{360EJ}\left(15\frac{x^4}{a^4} - 90\frac{x^2}{a^2} + 60\frac{x^2}{al} + 40\frac{l}{a} - 45 + 12\frac{a}{l}\right)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{pa^3}{360EJ}\left(60\frac{x^2}{al} - 120\frac{x}{a} + 40\frac{l}{a} + 12\frac{a}{l}\right)$	При $x < a$ $f_x = \frac{pa^3x}{360EJ}\left(3\frac{x^4}{a^4} - 30\frac{x^2}{a^2} + 20\frac{x^3}{al} + 40\frac{l}{a} - 45 + 12\frac{a}{l}\right)$; при $x > a$ $f_x = \frac{pa^4}{340EJ}\left[20\frac{x^3}{c^2l} - 60\frac{x^2}{a^2} + \frac{x}{a}\left(40\frac{l}{a} + 12\frac{a}{l}\right) - 12\right]$
	При $x < a$ $A = \frac{pb^2}{6l}$; $Q_x = A$; при $x > a$ $B = \frac{pb}{2}\left(1 - \frac{b}{3l}\right)$; $Q_x = A - \frac{p}{2b}(x - a)^2$	При $x < a$ $M_x = Ax$; при $x > a$ $M_x = Ax - \frac{p}{6b}(x - a)^3$; $M_{макс} = \frac{pb^2}{6l}x - p\frac{(x - a)^3}{6b}$ $\left(при\ x = a + b\sqrt{\frac{b}{3l}}\right)$	При $x < a$ $\theta_x = \frac{pb^2}{360EJl}(10l^2 - 3b^2 - 30x^2)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{pb^3}{360EJ}\left[15\left(\frac{x - a}{b}\right)^4 - 30\frac{x^2}{bl} + 10\frac{l}{b} - 3\frac{b}{l}\right]$	При $x < a$ $f_x = \frac{pb^2x}{360EJl}(10l^2 - 3b^2 - 10x^2)$; при $x > a$ $f_x = \frac{pb^4}{360EJ}\left[3\left(\frac{x - a}{b}\right)^5 - 10\frac{x^3}{b^2l} + 10\frac{lx}{b^2} - 3\frac{x}{l}\right]$

Продолжение табл. 14.1.

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A = (2p_1 + p_2)\frac{l}{6}$; $B = (p_1 + 2p_2)\frac{l}{6}$; $Q_x = A - p_1 x - (p_2 - p_1)\frac{x^2}{2l}$	$M_x = Ax - p_1\frac{x^2}{2} - (p_2 - p_1)\frac{x^3}{6l}$; $M_{макс}$ при $x = \frac{l}{p_2 - p_1}\left[-p_1 + \sqrt{\frac{1}{3}(p_1^2 + p_1 p_2 + p_2^2)}\right]$	$\theta_x' = \frac{p_1}{24EJ}(l^3 - 6lx^2 + 4x^3) + \frac{p_2 - p_1}{360EJl}(7l^4 - 30l^2x^2 + 15x^4)$; $\theta_A = \frac{l^3}{EJ}\left[\frac{p_1}{24} + \frac{7(p_2 - p_1)}{360}\right]$; $\theta_B = -\frac{l^3}{EJ}\left(\frac{p_1}{24} + \frac{p_2 - p_1}{45}\right)$	$f_x = \frac{p_1 x}{24EJ}(l^3 - 2lx^2 + x^3) + \frac{p_2 - p_1}{360EJ}\frac{x}{l}(7l^4 - 10l^2x^2 + 3x^4)$
	$A = \frac{b^2}{6l}(2p_1 + p_2)$; $B = \frac{(p_1 + p_2)b}{2} - A$; при $x < a$ $Q_x = A$; при $x > a$ $Q_x = A - p_1(x - a) - \frac{(p_2 - p_1)(x - a)^2}{2b}$	При $x < a$ $M_x = Ax$; при $x > a$ $M_x = Ax - p_1\frac{(x - a)^2}{2} - \frac{(p_2 - p_1)}{6b}(x - a)^3$; $M_{макс}$ при $x = a + \frac{b}{p_2 - p_1}\left[-p_1 + \sqrt{p_1^2 + \frac{b}{3l}(-2p_1^2 + p_1 p_2 + p_2^2)}\right]$	—	—

	$A = -B = \frac{m}{l}$; $Q_x = \frac{m}{l}$.	При $x < a$ $M_x = \frac{mx}{l}$; $M_a = \frac{ma}{l}$; при $x > a$ $M_x = m\left(1 - \frac{x}{l}\right)$; $M_a = -\frac{mb}{l}$.	При $x < a$ $\theta_x = \frac{m}{6EJl}(l^2 - 3b^2 - 3x^2)$; $\theta_A = \frac{m}{6EJl}(l^2 - 3b^2)$; $\theta_a = \frac{m}{3EJl}(3ab - l^2)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{m}{6EJl}(6lx - 2l^2 - 3a^2 - 3x^2)$; $\theta_B = \frac{m}{6EJl}(l^2 - 3a^2)$	При $x < a$ $f_x = \frac{mx}{6EJl}(l^2 - 3b^2 - x^2)$; при $x > a$ $f_x = \frac{m(l-x)}{6EJl}(x^2 + 3a^2 - 2lx)$; при $a > 0{,}4226l$ $f_{\text{макс}} = \frac{m}{3EJl}\sqrt{\left(\frac{l^2}{3} - b^2\right)^3}$; Минимум, если он имеется, находится в сечении $x = l - 0{,}5774\sqrt{l^2 - 3a^2}$
Если момент приложен в средней части пролета $0{,}4226 < \frac{a}{l} < 0{,}5774$, то изогнутая ось балки имеет максимум, минимум и перегиб. Если момент приложен левее, выпуклость изогнутой оси балки направлена вверх, если правее, то выпуклость направлена вниз и кривая имеет только минимум				
	$A = -B = \frac{m}{l}$; $Q_x = \frac{m}{l}$	$M_x = m - \frac{m}{l}x$; $M_{\text{макс}} = m$	$\theta_x = \frac{m}{6EJl}(2l^2 - 6lx + 3x^2)$; $\theta_A = -\frac{ml}{3EJ}$; $\theta_B = \frac{ml}{6EJ}$	$f_x = \frac{mx}{6EJl}(x - l)(2l - x)$; $f_{\text{макс}} = -0{,}0642\frac{ml^2}{EJ}$ (при $x = 0{,}4226l$)
	$A = \frac{m_1 - m_2}{l}$; $B = \frac{m_2 - m_1}{l}$; $Q_x = A$	$M_x = m_1 - \frac{m_1 - m_2}{l}x$; при $m_1 > m_2$ $M_{\text{макс}} = m_1$	$\theta_x = \frac{m_2 - m_1}{6EJl}(3x^2 - l^2) + \frac{m_1}{2EJ}(2x - l)$; $\theta_A = -\frac{2m_1 + m_2}{6EJ}l$; $\theta_B = \frac{m_1 - 2m_2}{6EJ}l$; при $m_1 = m_2 = m$ $\theta_x = \frac{m}{2EJ}(2x - l)$; $\theta_A = -\theta_B = -\frac{ml}{2EJ}$	$f_x = \frac{x(x - l)}{2EJ}\left[m_1 - \frac{m_2 - m_1}{3l}(x + l)\right]$; при $m_1 = m_2 = m$ $f_x = \frac{mx(x - l)}{2EJ}$; $f_{\text{макс}} = -\frac{ml^2}{8EJ}$

Продолжение табл. 14.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A = \frac{pl}{2} - \frac{m_2 - m_1}{l}$; $B = \frac{pl}{2} + \frac{m_2 - m_1}{l}$; $Q_x = A - px$	$M_x = Ax - m_1 - \frac{px^2}{2}$	$\theta_x = \frac{m_2 - m_1}{6EJl}(3x^2 - l^2) + \frac{m_1}{2EJ}(2x - l) + \frac{p}{24EJ}(l^3 - 6lx^2 + 4x^3)$; $\theta_A = -\frac{l}{2EJ}\left(m_1 + A\frac{l}{3} + \frac{pl^2}{12}\right)$	$f_x = \frac{x(x-l)}{2EJ}\left[m_1 + \frac{A}{3}(x+l) + \frac{p}{12}(x^2 + xl + l^2)\right]$; при $x = \frac{l}{2}$ $f = -\frac{l^3}{8EJ}\left(m_1 + \frac{Al}{2} + \frac{7l^2p}{48}\right)$; при $m_1 = m_2 = m$ $f_{макс} = -\frac{l^2}{8EJ}\left(m - \frac{5pl^2}{48}\right)$
3. Балка на двух опорах с консолью				
	$A = P\frac{a+l}{l}$; $B = -P\frac{a}{l}$	$M_A = -Pa$;	На конце консоли $\theta_0 = -\frac{P}{6EJ}(2la + 3a^2)$; $\theta_A = -\frac{Pal}{3EJ}$; $\theta_B = \frac{Pal}{6EJ}$	На конце консоли $f_0 = \frac{Pa^2}{3EJ}(l + a)$; в пролете $A - B$ $f_{макс} = -0{,}0642\frac{Pal^2}{EJ}$ на расстоянии $0{,}5774l$ от B
	$A = p\frac{(a+l)^2}{2l}$; $B = p\frac{(l^2 - a^2)}{2l}$	$M_A = -\frac{pa^2}{2}$; при $l > a$ $M_{макс} = \frac{p(l^2 - a^2)^2}{8l^2}$ $\left(\text{при } x = \frac{l^2 - 2a^2}{2l}\right)$	На конце консоли $\theta_0 = -\frac{R}{24EJ}[6a^3 - l(l^2 - 4a^2)]$; $\theta_A = \frac{pl}{24EJ}(l^2 - 4a^2)$; $\theta_B = -\frac{pl}{24EJ}(l^2 - 2a^2)$; $\theta_A = 0$ при $a = 0{,}5l$; $\theta_B = 0$ при $a = 0{,}707l$	На конце консоли $f_0 = \frac{pa}{24EJ}[3a^3 - l(l^2 - 4a^2)]$

	$A=\frac{p(a+l)^2}{6l}$; $B=p\frac{(a+l)}{2}\left(1-\frac{a+l}{3l}\right)$	$M_A=-\frac{pa^3}{6(a+l)}$; $M_{макс}$ в пролете при $\frac{x}{l}=0{,}5774\sqrt{\left(\frac{a}{l}+1\right)^3}-$ $-\frac{a}{l}$; при $\frac{a}{l}\geqslant 2$ максимума в пролете нет; при $\frac{a}{l}=0.816$ $M_{макс}=M_A$	На конце консоли $\theta_0=-\frac{pa^4}{24EJ(a+l)}+\theta_A$; $\theta_A=\frac{pl}{360EJ(a+l)}(7l^3+$ $+15al^2-20a^3)$; $\theta_B=-\frac{pl}{360EJ(a+l)}(8l^3+$ $+15a^2l-10a^3)$	На конце консоли $f_0=\frac{pa^5}{30EJ(a+l)}-\theta_A a$
4. Симметричная балка на двух опорах с двумя консолями				
	На консоли $Q_x=-P$; в пролете $Q_x=0$; $A=B=P$	На консоли $M_x=-P(a+x)$; в пролете $M_x=-Pa$	На консоли $\theta_x=\frac{P}{2EJ}[x(x+2a)-al]$; $\theta_0=-\frac{Pa}{2EJ}(a+l)$; в пролете $\theta_x=\frac{Pa}{2EJ}(2x-l)$; $\theta_A=-\theta_B=-\frac{Pal}{2EJ}$	На консоли $f_x=\frac{Px}{6EJ}[x(3a+x)-3al]$; $f_0=\frac{Pa^2}{6EJ}(2a+3l)$; в пролете $f_x=\frac{Pa}{2EJ}x(x-l)$; $f_{мин}=-\frac{Pal^2}{8EJ}$ $\left(\text{при } x=\frac{l}{2}\right)$

Продолжение табл. 14.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	На консоли $Q_x = -p(a-x)$; в пролете $Q_x = p\left(x - \frac{l}{2}\right)$; $A = B = p\left(a + \frac{l}{2}\right)$	На консоли $M_x = -p\frac{(a-x)^2}{2}$; в пролете $M_x = -\frac{p}{2}(a^2 - lx + x^2)$; $M_{макс} = \frac{p}{2}\left(\frac{l^2}{4} - a^2\right)$	На консоли $\theta_x = \frac{Px}{6EJ}(3a^2 + 3ax + x^2) + \frac{Pl}{24EJ}(l^2 - 6a^2)$; $\theta_0 = -\frac{P}{24EJ}(4a^3 + 6a^2 l - l^3)$; в пролете $\theta_x = \frac{Pa^2}{4EJ}(2x - l) + \frac{P}{24EJ}(l^3 - 6lx^2 - 4x^3)$; $\theta_A = \frac{Pl}{24EJ}(l^2 - 6a^2)$	На консоли $f_x = \frac{Px}{24EJ}(6a^2x + 4ax^2 + x^3 + l^3 - 6a^2 l)$; $f_0 = \frac{Pa}{24EJ}(l^3 - 6a^2 l - 3a^3)$; в пролете $f_x = \frac{Px}{24EJ}[6a^2(x - l) - 2lx^2 + x^3 + l^3]$; $f_{макс} = \frac{Pl^2}{48EJ}\left(\frac{5}{8}l^2 - 3a^2\right)$
5. Балка на двух опорах с одним защемленным концом (Моменты защемления см. также в табл. 14.2.)				
	при $x < a$ $Q_x = A$; При $x > a$ $Q_x = -B$; $A = \frac{Pb}{2l}\left(3 - \frac{b^2}{l^2}\right)$; $B = \frac{Pa^2}{2l^2}\left(2 + \frac{b}{l}\right)$	При $x < a$ $M_x = M_A + Ax$; $M_A = -\frac{Pab}{2l}\left(1 + \frac{b}{l}\right)$; при $x > a$ $M_x = M_A + Ax + P(x-a)$; $M_{макс} = Bb$ (при $x = a$)	При $x < a$ $\theta_x = \frac{x}{2EJ}[2M_A + Ax]$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{x}{2EJ}(2M_A + Ax) + \frac{P}{2EJ}(x-a)^2$; $\theta_B = -\frac{Pa^2b}{4EJl}$	При $x < a$ $f_x = \frac{x^2}{6EJ}(3M_A + Ax)$; при $x > a$ $f_x = \frac{x^2}{6EJ}(3M_A + Ax) + \frac{P(x-a)^3}{6EJ}$

	$A=\frac{11}{16}P$; $B=\frac{5}{16}P$	$M_A=-\frac{3}{16}Pl$; $M_{\frac{l}{2}}=\frac{5}{32}Pl$	$\theta_B=-\frac{1}{32}\cdot\frac{Pl^2}{EJ}$;	$f_{\frac{l}{2}}=\frac{7}{768}\frac{Pl^3}{EJ}$; $f_{макс}\simeq 0{,}00933\frac{Pl^3}{EJ}$
	$Q_x=pl\left(\frac{5}{8}-\frac{x}{l}\right)$; $A=\frac{5}{8}pl$; $B=\frac{3}{8}pl$	$M_x=-\frac{pl^2}{8}\left(1-\frac{5x}{l}+\frac{4x^2}{l^2}\right)$; $M_A=-\frac{pl^2}{8}$; $M_{макс}=\frac{9}{128}pl^2$ (при $x=0{,}625l$); $M=0$ при $x=\frac{l}{4}$	$\theta_x=\frac{pl^2x}{48EJ}\left(\frac{8x^2}{l^2}-15\frac{x}{l}+6\right)$; $\theta_B=-\frac{pl^3}{48EJ}$	$f_x=\frac{pl^2x^2}{24EJ}\left(\frac{x^2}{l^2}-\frac{5}{2}\frac{x}{l}+\frac{3}{2}\right)$; при $x=\frac{l}{2}$ $f_{\frac{l}{2}}=\frac{pl^4}{192EJ}$; $f_{макс}=\frac{pl^4}{185EJ}$ (при $x=0{,}579l$)
	$Q_x=\frac{pl}{40}\left(9-20\frac{x^2}{l^2}\right)$; $A=\frac{9}{40}pl$; $B=\frac{11}{40}pl$	$M_x=-\frac{pl^2}{120}\left(7-27\frac{x}{l}+20\frac{x^3}{l^3}\right)$; $M_A=-\frac{7}{120}pl^2$; $M_{макс}=\frac{pl^2}{23{,}6}$ (при $x=0{,}671l$)	$\theta_x=\frac{pl^2x}{240EJ}\left(14-27\frac{x}{l}+10\frac{x^3}{l^3}\right)$; $\theta_B=-\frac{1}{80}\frac{pl^3}{EJ}$	$f_x=\frac{pl^2x^2}{240EJ}\left(7-9\frac{x}{l}+2\frac{x^3}{l^3}\right)$; при $x=\frac{l}{2}$ $f_{\frac{l}{2}}=\frac{pl^4}{349EJ}$; $f_{макс}=\frac{pl^4}{327{,}8EJ}$ (при $x=0{,}598l$)

Продолжение табл. 14.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$Q_x = \frac{pl}{10}\left(4 - 10\frac{x}{l} + 5\frac{x^2}{l^2}\right)$; $A = \frac{2}{5}pl$; $B = \frac{1}{10}pl$	$M_x = -\frac{pl^2}{30}\left(2 - 12\frac{x}{l} + 15\frac{x^2}{l^2} - 5\frac{x^2}{l^3}\right)$; $M_A = -\frac{pl^2}{15}$; $M_{макс} = \frac{pl^2}{33,6}$ (при $x = 0,553l$)	$\theta_x = \frac{pl^2 x}{120EJ}\left(8 - 24\frac{x}{l} + 20\frac{x^2}{l^2} - 5\frac{x^3}{l^3}\right)$; $\theta_B = -\frac{pl^3}{120EJ}$	$f_x = \frac{pl^2x^2}{120EJ}\left(4 - 8\frac{x}{l} + 5\frac{x^2}{l^2} - \frac{x^3}{l^3}\right)$; при $x = \frac{l}{2}$ $f_{\frac{l}{2}} = \frac{pl^4}{426,6EJ}$; $f_{макс} = \frac{pl^4}{418,6EJ}$ (при $x = 0,552l$)
	$Q_x = \frac{3}{2}\frac{m}{l}$; $A = \frac{3}{2}\frac{m}{l}$; $B = -\frac{3}{2}\frac{m}{l}$	$M_x = \frac{m}{2}\left(1 - 3\frac{x}{l}\right)$; $M_A = -\frac{m}{2}$	$\theta_x = \frac{mx}{4EJ}\left(2 - 3\frac{x}{l}\right)$; $\theta_B = -\frac{ml}{4EJ}$	$f_x = \frac{mx^2}{4EJ}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$; $f_{макс} = \frac{ml^2}{27EJ}$ $\left(\text{при } x = \frac{2}{3}l\right)$
	$Q_x = A$; $A = -\frac{3m}{2l}\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)$; $B = \frac{3m}{2l}\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)$	При $x < a$ $M_x = M_A + Ax$; $M_A = \frac{m}{2}\left(3\frac{b^2}{l^2} - 1\right)$; При $x > a$ $M_x = \frac{3m}{2}\left(1 - \frac{b^2}{l^3}\right)\left(\frac{x}{l} - 1\right)$	При $x < a$ $\theta_x = \frac{mx}{4EJ}\left[2\left(1 - 3\frac{b^2}{l^2}\right) - 3\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)\frac{x}{l}\right]$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{x}{2EJ}\left[(2M_A + Ax) + m(x - a)\right]$; $\theta_B = \frac{ma}{4EJl}(2b - a)$	При $x < a$ $f_x = \frac{x^2}{6EJ}[3M_A + Ax]$; при $x > a$ $f_x = \frac{x^2}{6EJ}\left[(3M_A + Ax) + \frac{m}{2}(x - a)^2\right]$

	$A = P\left(1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{ab}{l^2}\right)$; $B = P\left(1 - \frac{3}{2} \frac{ab}{l^2}\right)$	$M_A = -\frac{3}{2} \frac{Pab}{l}$; при $x = a$ $M_a = M_A + Aa$; при $x = a + b$ $M_{a+b} = Ba$	$\theta_x = \frac{df_x}{dx}$	При $x < a$ $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left\{\frac{9a}{2l}\left(1 - \frac{a}{l}\right) - \left[1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{a}{l} - \frac{3}{2} \cdot \frac{a^2}{l^2}\right]\frac{x}{l}\right\}$; при $a < x < a + b$ $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left\{\frac{9}{2} \cdot \frac{a}{l}\left(1 - \frac{a}{l}\right) - \left[1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{a}{l} - \frac{3}{2} \cdot \frac{a^2}{l^2}\right]\frac{x}{l}\right\} + \frac{P(x-a)^3}{6EJ}$; при $a + b < x < l$ $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left\{\frac{9}{2} \cdot \frac{a}{l}\left(1 - \frac{a}{l}\right) - \left[1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{a}{l} - \frac{3}{2} \cdot \frac{a^2}{l^2}\right]\frac{x}{l}\right\} + \frac{P}{6EJ}[(x-a)^3 + (x-b)^3]$
6 Балка на двух опорах с одним защемленным концом и консолью (индекс 0 относится к концу консоли)				
	$A = -\frac{3}{2} \cdot \frac{m}{l}$; $B = +\frac{3}{2} \cdot \frac{m}{l}$	$M_A = +\frac{m}{2}$; $M_B = -m$	$\theta_B = +\frac{ml}{4EJ}$; $\theta_0 = +\frac{5}{4} \cdot \frac{ml}{EJ}$	$f_0 = +\frac{ma}{4EJ}(2a + l)$; $f_{макс} = -\frac{ml^2}{27EJ}$ $\left(\text{при } x = 2\frac{l}{3}\right)$

Продолжение табл. 14.1

Схемы	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
	$A = -\frac{3Pa}{2l}$; $B = P\left(1 + \frac{3a}{2l}\right)$	$M_A = \frac{Pa}{2}$; $M_B = -Pa$	$\theta_B = \frac{Pal}{4EJ}$; $\theta_0 = \frac{Pa}{4EJ}(2a + l)$	$f_0 = 2\frac{Pa^2}{12EJ}(3l + 4a)$; $f_{мин} = -\frac{Pal^2}{27EJ}$ $\left(\text{при } x = 2\frac{l}{3}\right)$
	$A = \frac{pa}{8}\left(\frac{5l}{a} - \frac{6a}{l}\right)$; $B = \frac{pa}{8}\left(\frac{3l}{a} + \frac{6a}{l} + 8\right)$	$M_A = -\frac{p}{8}(l^2 - 2a^2)$; $M_A = 0$ при $a = 0{,}707l$; $M_B = -\frac{pa^2}{2}$	$\theta_B = \frac{pl}{48EJ}(6a^2 - l^2)$; $\theta_0 = \frac{pa^3}{6EJ} + \frac{pl}{48EJ}(6a^2 - l^2)$	$f_0 = \frac{pa^4}{8EJ} + \frac{pla}{48EJ}(6a^2 - l^2)$
7. Балка с обоими защемленными концами (моменты защемления см. также в табл. 14. 3)				
	$A = B = P$; при $x < a$ $Q_x = P$; при $a < x < b$ $Q_x = 0$; при $b < x < l$ $Q_x = -P$	При $x < a$ $M_x = P\left(x - \frac{ab}{l}\right)$; $M_A = -P\frac{ab}{l}$; при $a < x < b$ $M_x = P\frac{a^2}{l}$; при $b < x < l$ $M_x = P\left(\frac{a^2}{l} + b - x\right)$; $M_B = -P\frac{ab}{l}$	$\theta_x = \frac{df_x}{dx}$	При $x < a$ $f_x = \frac{Plx^2}{6EJ}\left(3\frac{ab}{l^2} - \frac{x}{l}\right)$; при $x = a$ $f_a = \frac{Pa^3}{6EJ}\frac{2b - a}{l}$; при $a < x < b$ $f_x = \frac{P}{6EJ}\left[lx^2\left(\frac{3ab}{l^2} - \frac{x}{l}\right) + (x - a)^3\right]$; при $b < x < l$ $f_x = \frac{P}{6EJ}\left[lx^2\left(\frac{3ab}{l^2} - \frac{x}{l}\right) + (x - a)^3 + (x - b)^3\right]$; $f_{макс} = \frac{Pa^2(b - a)}{24EJ}$

	$A = B = \frac{pl}{2}$; $Q_x = \frac{pl}{2}\left(1 - 2\frac{x}{l}\right)$	$M_x = -\frac{pl^2}{12}\left(1 - 6\frac{x}{l} + 6\frac{x^2}{l^2}\right)$; $M_A = M_B = -\frac{pl^2}{12}$; $M_{макс} = \frac{pl^2}{24}$	Точки перегиба при $x = 0{,}211l$ и $x = 0{,}789l$	$f_x = \frac{pl^2x^2}{24EJ}\left(1 - \frac{2x}{l} + \frac{x^2}{l^2}\right)$; $f_{макс} = \frac{pl^4}{384EJ}$
	$A = P\frac{(3a+b)\,b^2}{l^3}$; $B = P\frac{(a+3b)\,a^2}{l^3}$; при $x < a$ $Q_x = A$; при $x > a$ $Q_x = -B$	При $x < a$ $M_x = P\frac{b^2}{l}\left[\frac{(3a+b)\,x}{l^2} - \frac{a}{l}\right]$; при $x > a$ $M_x = P\frac{b^2}{l}\left[\frac{(3a+b)\,x}{l^2} - \frac{a}{l}\right] - P(x-a)$; $M_A = -P\frac{ab^2}{l^2}$; $M_B = -P\frac{a^2b}{l^2}$; при $x = a$ $M_a = \frac{2Pa^2b^2}{l^3}$	$\theta_x = \frac{df_x}{dx}$	При $x < a$ $f_x = \frac{Pb^2x^2}{6EJl}\left(3\frac{a}{l} - \frac{3a+b}{l^2}x\right)$; при $x > a$ $f_x = \frac{P}{6EJ}\left[\frac{b^2x^2}{l}\left(\frac{3a}{l} - \frac{3a+b}{l}\frac{x}{l}\right) + (x-a)^3\right]$; при $x = a$ $f_a = \frac{Pa^3}{3EJ}\frac{b^3}{l^3}$; если $a > b$, то $f_{макс} = \frac{2}{3}\frac{Pa^3b^2}{EJ\,(3a+b)^2}$ при $x = \frac{2al}{3a+b}$; если $a < b$, то $f_{макс} = \frac{2}{3}\frac{Pa^2b^3}{EJ\,(a+3b)^2}$ при $x = \frac{l^2}{a+3b}$

Продолжение табл. 14.1

Схема	Поперечные силы и опорные реакции	Изгибающие моменты	Углы поворота	Прогибы
P; A; l/2; l/2; B; M; Q	$A = B = \frac{P}{2}$; $Q_x = \pm \frac{P}{2}$;	При $x < \frac{l}{2}$; $M_x = \frac{Pl}{8}\left(\frac{4x}{l} - 1\right)$; $M_A = M_B = -\frac{Pl}{8}$; $M_{\frac{l}{2}} = \frac{Pl}{8}$	Точки перегиба при $x = \frac{1}{4} l$ и $x = \frac{3}{4} l$	При $x < \frac{l}{2}$; $f_x = \frac{Plx^2}{24EJ}\left(\frac{3}{2} - \frac{2x}{l}\right)$; $f_{макс} = \frac{Pl^3}{192EJ}$
p; A; l; B; M; Q	$A = 0{,}15pl$; $B = 0{,}35pl$; $Q_x = \frac{pl}{2}\left(0{,}3 - \frac{x^2}{l^2}\right)$	$M_x = \frac{pl^2}{60}\left(9\frac{x}{l} - 10\frac{x^3}{l^3} - 2\right)$; $M_A = -\frac{pl^2}{30}$; $M_B = -\frac{pl^2}{20}$; $M_{макс} = \frac{pl^2}{46{,}6}$ (при $x = 0{,}548l$)		$f_x = \frac{pl^2x^2}{120EJ}\left(\frac{x^3}{l^3} - 3\frac{x}{l} + 2\right)$; при $x = \frac{l}{2}$ $f_{\frac{l}{2}} = \frac{pl^4}{768EJ}$; $f_{макс} = \frac{pl^4}{764EJ}$ (при $x = 0{,}525l$)
p; A; l; B; M; Q	$A = B = \frac{pl}{4}$; при $x < \frac{l}{2}$ $Q_x = \frac{pl}{4}\left(1 - 4\frac{x^2}{l^2}\right)$	При $x < \frac{l}{2}$ $M_x = \frac{plx}{4}\left(1 - \frac{4x^2}{3l^2}\right) - M_A$; $M_A = -\frac{5}{96}pl^2$; $M_{макс} = \frac{pl^2}{32}$. $\left(при\ x = \frac{l}{2}\right)$	При $x < \frac{l}{2}$ $\theta_x = \frac{plx^2}{24EJ}\left(2\frac{x^2}{l^2} - 3\right) + \frac{M_A x}{EJ}$	При $x < \frac{l}{2}$ $f_x = \frac{plx^3}{120EJ}\left(2\frac{x^2}{l^2} - 5\right) + \frac{M_A}{2EJ}x^2$; $f_{макс} = \frac{7}{3840}\frac{pl^4}{EJ}$ $\left(при\ x = \frac{l}{2}\right)$

	$A = -B = -\frac{6mab}{l^3}$; $Q_x = -\frac{6mab}{l^3}$	При $x < a$ $M_x = \frac{mb}{l^2}\left[\frac{6ax}{l} - (2a - b)\right]$; $M_A = \frac{mb}{l^2}(b - 2a)$; при $x = a$ слева $M_{a_1} = \frac{mb}{l^3}(4a^2 + b^2 - ab)$; справа $M_{a_2} = -\frac{ma}{l^3}(a^2 + 4b^2 - ab)$; при $x > a$ $M_x = -\frac{ma}{l^2}\left[(2b - a) - \frac{6bx}{l}\right]$; $M_B = \frac{ma}{l^2}(a - 2b)$	При $x < a$ $\theta_x = \frac{mb}{EJl^2}\left[(2a - b)x - \frac{3ax^2}{l}\right]$; $\theta_a = \frac{mab}{EJl}(ab - a^2 - b^2)$; при $x > a$ $\theta_x = \frac{ma}{EJl^2}\left[(2b - a)x - \frac{3bx^2}{l}\right]$	При $x < a$ $f_x = \frac{mb}{EJl^2}\left[(2a - b)\frac{x^2}{2} - \frac{ax^3}{l}\right]$; при $x > a$ $f_x = \frac{ma}{EJl^2}\left[(2b - a)\frac{x^2}{2} - \frac{bx^3}{l}\right]$
	Эпюра моментов имеет вид 1 при расположении m в средней трети, т. е. $\frac{l}{3} < a < \frac{2}{3}l$; при $a = \frac{l}{3}$ момент $M_A = 0$; $M_B = +\frac{m}{9}$; $M_{a_1} = +\frac{4m}{9}$; $M_{a_2} = -\frac{5m}{9}$ и эпюра моментов имеет вид 2; при $a < \frac{l}{3}$ эпюра моментов имеет вид 3			

В табл. 14.2 и 14.3 приведены значения опорных моментов в балках с одним и двумя защемленными концами. Данные могут быть использованы при расчете неразрезных балок и рам для определения грузовых членов канонических уравнений метода перемещений, а также при расчете методом последовательных приближений.

Таблица 14.2. **Опорные моменты в однопролетных балках, защемленных с одной стороны**

$\frac{a}{l}$					
0,025	0,024	0,036	0,001	0	0,001
0,050	0,046	0,071	0,002	0,001	0,002
0,075	0,067	0,104	0,003	0,001	0,004
0,100	0,086	0,136	0,005	0,002	0,007
0,125	0,103	0,165	0,007	0,004	0,011
0,150	0,118	0,191	0,010	0,005	0,015
0,175	0,132	0,213	0,013	0,007	0,020
0,200	0,144	0,240	0,016	0,010	0,026
0,225	0,155	0,262	0,020	0,012	0,032
0,250	0,164	0,281	0,024	0,015	0,039
0,275	0,172	0,299	0,028	0,018	0,046
0,300	0,179	0,316	0,033	0,021	0,054
0,325	0,184	0,329	0,037	0,025	0,052
0,350	0,188	0,342	0,042	0,029	0,071
0,375	0,190	0,351	0,047	0,033	0,080
0,400	0,192	0,360	0,051	0,037	0,088
0,425	0,192	0,366	0,056	0,041	0,097
0,450	0,192	0,371	0,061	0,045	0,106
0,475	0,190	0,374	0,066	0,050	0,116
0,500	0,187	0,375	0,070	0,055	0,125
0,525	0,184	—	0,075	0,059	—
0,550	0,179	—	0,080	0,064	—
0,575	0,174	—	0,084	0,069	—
0,600	0,168	—	0,088	0,074	—
0,625	0,161	—	0,092	0,078	—
0,650	0,154	—	0,096	0,083	—
0,675	0,145	—	0,100	0,088	—
0,700	0,137	—	0,104	0,092	—
0,725	0,127	—	0,107	0,097	—
0,750	0,117	—	0,110	0,101	—
0,775	0,107	—	0,113	0,105	—
0,800	0,096	—	0,115	0,109	—
0,825	0,085	—	0,118	0,112	—
0,850	0,073	—	0,120	0,115	—
0,875	0,062	—	0,121	0,118	—
0,900	0,050	—	0,123	0,120	—
0,925	0,037	—	0,124	0,122	—
0,950	0,026	—	0,124	0,124	—
0,975	0,012	—	0,125	0,125	—
1,000	0	—	0,125	0,125	—
Множитель	Pl	Pl	ql^2	ql^2	ql^2

Продолжение табл 14.2

$\frac{a}{l}$					
0,025	0	0	0	0	0
0,050	0,001	0,001	0	0,001	0,001
0,075	0,002	0,001	0,001	0,001	0,002
0,100	0,003	0,002	0,001	0,002	0,003
0,125	0,005	0,002	0,001	0,003	0,003
0,150	0,007	0,003	0,002	0,004	0,005
0,175	0,008	0,005	0,003	0,005	0,008
0,200	0,010	0,006	0,003	0,007	0,009
0,225	0,013	0,007	0,004	0,008	0,011
0,250	0,015	0,009	0,005	0,010	0,014
0,275	0,018	0,010	0,006	0,012	0,016
0,300	0,021	0,012	0,007	0,014	0,019
0,325	0,023	0,014	0,009	0,017	0,023
0,350	0,027	0,015	0,010	0,019	0,025
0,375	0,030	0,017	0,011	0,022	0,028
0,400	0,032	0,019	0,013	0,024	0,032
0,425	0,035	0,021	0,014	0,028	0,035
0,450	0,038	0,023	0,016	0,030	0,039
0,475	0,040	0,026	0,018	0,033	0,044
0,500	0,042	0,028	0,019	0,035	0,046
0,525	0,045	0,030	0,021	0,038	—
0,550	0,048	0,032	0,023	0,041	—
0,575	0,050	0,034	0,025	0,044	—
0,600	0,052	0,036	0,027	0,047	—
0,625	0,054	0,038	0,029	0,050	—
0,650	0,055	0,041	0,031	0,053	—
0,675	0,057	0,043	0,033	0,055	—
0,700	0,059	0,045	0,035	0,068	—
0,725	0,060	0,047	0,037	0,060	—
0,750	0,061	0,049	0,039	0,052	—
0,775	0,052	0,051	0,041	0,064	—
0,800	0,062	0,053	0,043	0,066	—
0,825	0,063	0,055	0,045	0,067	—
0,850	0,063	0,057	0,047	0,068	—
0,875	0,063	0,059	0,049	0,059	—
0,900	0,063	0,060	0,051	0,059	—
0,925	0,062	0,062	0,053	0,069	—
0,950	0,060	0,054	0,055	0,069	—
0,975	0,060	0,065	0,057	0,068	—
1,000	0,058	0,067	0,068	0,067	—
Множитель	ql^2	ql^2	ql^2	ql^2	ql^2

Продолжение табл. 14.2

$\frac{a}{l}$	(схема: A, q, a, a, l)	(схема: A, M, a, l−a, l)	(схема: A, q, a, l−a, l)
0,025	0	0,927	0,068
0,050	0,002	0,855	0,070
0,075	0,003	0,784	0,071
0,100	0,005	0,715	0,072
0,125	0,008	0,649	0,074
0,150	0,011	0,585	0,075
0,175	0,013	0,521	0,075
0,200	0,017	0,460	0,076
0,250	0,025	0,345	0,077
0,275	0,030	0,289	0,078
0,300	0,035	0,235	0,079
0,325	0,040	0,184	0,079
0,350	0,046	0,135	0,080
0,375	0,052	0,087	0,080
0,400	0,066	0,040	0,079
0,425	0,063	—0,004	0,079
0,450	0,068	—0,046	0,079
0,475	0,073	—0,086	0,078
0,500	0,077	—0,125	0,078
0,525	—	—0,161	0,078
0,550	—	—0,196	0,078
0,575	—	—0,229	0,078
0,600	—	—0,260	0,076
0,625	—	—0,289	0,076
0,650	—	—0,316	0,074
0,675	—	—0,341	0,074
0,700	—	—0,365	0,073
0,725	—	—0,386	0,072
0,750	—	—0,406	0,071
0,775	—	—0,424	0,070
0,800	—	—0,440	0,069
0,825	—	—0,454	0,068
0,850	—	—0,466	0,067
0,875	—	—0,476	0,066
0,900	—	—0,485	0,065
0,925	—	—0,491	0,063
0,950	—	—0,496	0,051
0,975	—	—0,499	0,060
1,000	—	—0,500	0,068
Множитель	ql^2	M	ql^2

Таблица 14.3. **Опорные моменты в однопролетных балках, защемленных с двух сторон**

$\frac{a}{l}$	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B
0,025	0,024	—0,001	0,025	—0,025	0,001	0	0,001	—0,001
0,050	0,045	—0,003	0,048	—0,046	0,001	0	0,001	—0,001
0,075	0,064	—0,006	0,070	—0,070	0,003	0	0,003	—0,003
0,100	0,081	—0,009	0,090	—0,090	0,004	0	0,004	—0,004
0,125	0,096	—0,014	0,110	—0,110	0,007	0	0,007	—0,007
0,150	0,108	—0,020	0,128	—0,128	0,009	—0,001	0,010	—0,010
0,175	0,119	—0,026	0,145	—0,145	0,012	—0,001	0,013	—0,013
0,200	0,128	—0,032	0,160	—0,160	0,015	—0,002	0,017	—0,017
0,225	0,135	—0,040	0,175	—0,175	0,019	—0,003	0,022	—0,022
0,250	0,141	—0,047	0,188	—0,188	0,022	—0,004	0,026	—0,026
0,275	0,145	—0,055	0,200	—0,200	0,026	—0,006	0,032	—0,032
0,300	0,147	—0,063	0,210	—0,210	0,029	—0,007	0,036	—0,036
0,325	0,148	—0,072	0,220	—0,220	0,033	—0,009	0,042	—0,042
0,350	0,148	—0,080	0,228	—0,228	0,037	—0,011	0,048	—0,048
0,375	0,147	—0,088	0,235	—0,235	0,040	—0,013	0,053	—0,053
0,400	0,144	—0,096	0,240	—0,240	0,044	—0,015	0,059	—0,059
0,425	0,141	—0,104	0,245	—0,245	0,047	—0,017	0,064	—0,064
0,450	0,136	—0,112	0,248	—0,248	0,051	—0,020	0,071	—0,071
0,475	0,131	—0,119	0,250	—0,250	0,064	—0,023	0,077	—0,077
0,500	0,125	—0,125	0,250	—0,250	0,057	—0,026	0,083	—0,083
0,525	0,119	—0,131	—	—	0,060	—0,029	—	—
0,550	0,112	—0,136	—	—	0,063	—0,033	—	—
0,575	0,104	—0,141	—	—	0,066	—0,036	—	—
0,600	0,096	—0,144	—	—	0,068	—0,040	—	—
0,625	0,088	—0,147	—	—	0,071	—0,043	—	—
0,650	0,080	—0,148	—	—	0,073	—0,047	—	—
0,675	0,072	—0,148	—	—	0,075	—0,051	—	—
0,700	0,063	—0,147	—	—	0,076	—0,054	—	—
0,725	0,055	—0,145	—	—	0,078	—0,058	—	—
0,750	0,047	—0,141	—	—	0,079	—0,062	—	—
0,775	0,040	—0,135	—	—	0,080	—0,065	—	—
0,800	0,032	—0,128	—	—	0,081	—0,068	—	—
0,825	0,026	—0,119	—	—	0,082	—0,071	—	—
0,850	0,020	—0,108	—	—	0,082	—0,074	—	—
0,875	0,014	—0,096	—	—	0,083	—0,077	—	—
0,900	0,009	—0,081	—	—	0,083	—0,079	—	—
0,925	0,006	—0,064	—	—	0,083	—0,081	—	—
0,950	0,003	—0,045	—	—	0,083	—0,082	—	—
0,975	0,001	—0,024	—	—	0,083	—0,083	—	—
1,000	0	0	—	—	0,083	—0,083	—	—
Множитель	Pl		Pl		ql^2		ql^2	

Продолжение табл. 14.3

$\frac{a}{l}$	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B
0,025	0	0	0	0	0	0	0	0
0,050	0,001	0	0	0	0,001	—0,001	0	0
0,075	0,001	0	0,002	0	0,001	—0,001	0,002	—0,002
0,100	0,002	0	0,002	0	0,002	—0,002	0,002	—0,002
0,125	0,002	0	0,005	0	0,002	—0,002	0,005	—0,005
0,150	0,003	0	0,006	—0,001	0,003	—0,003	0,007	—0,007
0,175	0,004	0	0,008	—0,001	0,004	—0,004	0,009	—0,009
0,200	0,005	—0,001	0,010	—0,001	0,006	—0,006	0,011	—0,011
0,225	0,007	—0,001	0,012	—0,002	0,008	—0,008	0,014	—0,014
0,250	0,008	—0,001	0,014	—0,003	0,009	—0,009	0,017	—0,017
0,275	0,009	—0,001	0,017	—0,005	0,010	—0,010	0,022	—0,022
0,300	0,011	—0,002	0,018	—0,005	0,013	—0,013	0,025	—0,025
0,325	0,012	—0,002	0,021	—0,007	0,014	—0,014	0,028	—0,028
0,350	0,014	—0,003	0,023	—0,008	0,017	—0,017	0,031	—0,031
0,375	0,016	—0,003	0,024	—0,010	0,019	—0,019	0,034	—0,034
0,400	0,017	—0,004	0,027	—0,011	0,021	—0,021	0,038	—0,036
0,425	0,019	—0,005	0,028	—0,012	0,024	—0,024	0,040	—0,040
0,450	0,021	—0,006	0,030	—0,014	0,027	—0,027	0,044	—0,044
0,475	0,022	—0,006	0,032	—0,017	0,028	—0,028	0,049	—0,049
0,500	0,024	—0,007	0,033	—0,019	0,031	—0,031	0,052	—0,052
0,525	0,026	—0,008	0,034	—0,021	—	—	—	—
0,650	0,027	—0,009	0,036	—0,024	—	—	—	—
0,575	0,029	—0,010	0,037	—0,026	—	—	—	—
0,600	0,030	—0,012	0,038	—0,028	—	—	—	—
0,625	0,032	—0,013	0,039	—0,030	—	—	—	—
0,650	0,034	—0,014	0,039	—0,033	—	—	—	—
0,675	0,035	—0,015	0,040	—0,036	—	—	—	—
0,700	0,037	—0,017	0,040	—0,037	—	—	—	—
0,725	0,038	—0,018	0,040	—0,040	—	—	—	—
0,750	0,039	—0,019	0,040	—0,043	—	—	—	—
0,775	0,041	—0,021	0,039	—0,044	—	—	—	—
0,800	0,042	—0,022	0,039	—0,046	—	—	—	—
0,825	0,043	—0,024	0,039	—0,047	—	—	—	—
0,850	0,044	—0,025	0,038	—0,049	—	—	—	—
0,875	0,045	—0,027	0,038	—0,050	—	—	—	—
0,900	0,046	—0,028	0,037	—0,051	—	—	—	—
0,925	0,047	—0,029	0,036	—0,052	—	—	—	—
0,950	0,048	—0,031	0,035	—0,051	—	—	—	—
0,975	0,049	—0,032	0,034	—0,051	—	—	—	—
1,000	0,050	—0,033	0,033	—0,050	—	—	—	—
Множитель	ql^2		ql^2		ql^2		ql^2	

Продолжение табл. 14.3

$\frac{a}{l}$	M_A	M_B	M_A	M_B
0,025	0,902	—0,048	0,051	—0,034
0,050	0,808	—0,093	0,051	—0,035
0,075	0,717	—0,133	0,053	—0,036
0,100	0,630	—0,170	0,053	—0,037
0,125	0,547	—0,203	0,055	—0,038
0,150	0,446	—0,233	0,055	—0,039
0,175	0,392	—0,258	0,055	—0,040
0,200	0,320	—0,280	0,056	—0,040
0,225	0,252	—0,298	0,056	—0,041
0,250	0,188	—0,313	0,057	—0,043
0,275	0,127	—0,323	0,057	—0,045
0,300	0,070	—0,330	0,057	—0,045
0,325	0,017	—0,333	0,057	—0,047
0,375	—0,078	—0,328	0,055	—0,049
0,360	0,033	—0,333	0,056	—0,047
0,400	—0,120	—0,320	0,055	—0,049
0,425	—0,158	—0,308	0,054	—0,049
0,450	—0,193	—0,293	0,054	—0,050
0,475	—0,223	—0,273	0,053	—0,051
0,500	—0,250	—0,250	0,052	—0,052
0,525	—0,273	—0,223	0,051	—0,053
0,550	—0,293	—0,193	0,050	—0,054
0,575	—0,308	—0,168	0,049	—0,064
0,600	—0,320	—0,120	0,049	—0,055
0,625	—0,328	—0,078	0,049	—0,055
0,650	—0,333	—0,033	0,047	—0,056
0,675	—0,333	0,017	0,047	—0,057
0,700	—0,330	0,070	0,045	—0,057
0,725	—0,323	0,127	0,045	—0,057
0,750	—0,313	0,188	0,043	—0,057
0,775	—0,298	0,252	0,041	—0,056
0,800	—0,280	0,320	0,040	—0,056
0,825	—0,258	0,392	0,040	—0,055
0,850	—0,233	0,468	0,039	—0,055
0,875	—0,203	0,547	0,038	—0,055
0,900	—0,170	0,630	0,037	—0,053
0,925	—0,133	0,717	0,036	—0,053
0,950	—0,093	0,808	0,036	—0,051
0,975	—0,048	0,902	0,034	—0,051
1,000	0	1,000	0,033	—0,050
Множитель	M		ql^2	

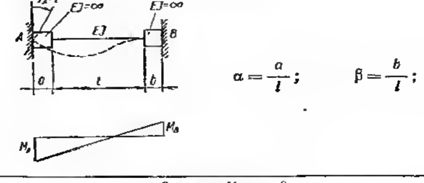
В табл. 14.4 приведены опорные моменты в балках с узловыми вставками бесконечной жесткости от единичных углов поворота опорных сечений. Данные табл. 14.4 могут быть использованы для расчета методом перемещений или последовательных приближений многоэтажных рам с узловыми вставками бесконечной жесткости (см. раздел I).

Таблица 14.4. **Опорные моменты в балках с узловыми вставками бесконечной жесткости от единичных углов поворота опорных сечений**

Балка, защемленная с одной стороны

α	0	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	Множитель
M_A	3,00	3,26	3,32	3,36	3,44	3,52	3,56	3,64	3,68	3,76	EJ

Балка, защемленная с двух сторон



α	M_A	Значения M_B при β								
		0	0,05	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22
0	4,00	0,50	0,57	0,65	0,68	0,71	0,74	0,77	0,80	0,83
0,05	4,62	0,50	0,57	0,64	0,67	0,71	0,73	0,76	0,79	0,82
0,10	5,32	0,50	0,55	0,62	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
0,12	5,60	0,49	0,55	0,62	0,64	0,67	0,70	0,72	0,75	0,78
0,14	5,92	0,48	0,55	0,61	0,64	0,56	0,69	0,72	0,74	0,76
0,16	6,24	0,47	0,54	0,60	0,63	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76
0,18	6,55	0,47	0,53	0,59	0,62	0,65	0,67	0,70	0,72	0,74
0,20	6,88	0,47	0,52	0,59	0,61	0,63	0,65	0,69	0,71	0,73
0,22	7,20	0,46	0,52	0,68	0,61	0,63	0,65	0,68	0,70	0,73
Множитель	$\frac{EJ}{l}$	M_A								

В табл. 14.5—14.9 приведены значения изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях балки, свободно лежащей на опорах. Эти данные могут быть использованы для построения эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в однопролетных и неразрезных балках и рамах.

Таблица 14.5. **Изгибающие моменты в сечениях свободно лежащей балки на двух опорах**

Схема нагрузок	Расстояние от опоры в долях пролета													Множитель
	0,00	0,05	0,10	0,15	$1/_6$	0,20	0,25	0,30	$1/_3$	0,35	0,40	0,45	0,50	*l*
P; l/2, l/2	0,000	0,025	0,050	0,075	0,083	0,100	0,125	0,150	0,167	0,175	0,200	0,225	0,250	Pl
P, P; l/3, l/3, l/3	0,000	0,050	0,100	0,150	0,167	0,200	0,250	0,300	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	Pl
P, P, P; l/4, l/4, l/4, l/4	0,000	0,075	0,150	0,225	0,250	0,300	0,375	0,400	0,417	0,425	0,450	0,475	0,500	Pl
P, P, P, P; l/5, l/5, l/5, l/5, l/5	0,000	0,100	0,200	0,300	0,333	0,400	0,450	0,500	0,533	0,550	0,600	0,600	0,600	Pl
P, P, P, P, P; l/6, l/6, l/6, l/6, l/6, l/6	0,000	0,125	0,250	0,375	0,417	0,467	0,542	0,617	0,667	0,675	0,700	0,725	0,750	Pl

Продолжение табл. 14.5

Схема нагрузок	Расстояние от опоры в долях пролета													Множитель
	0,00	0,05	0,10	0,15	1/6	0,20	0,25	0,30	1/3	0,35	0,40	0,45	0,50	l
q; l	0,000	0,024	0,045	0,064	0,069	0,080	0,094	0,105	0,111	0,114	0,120	0,124	0,125	ql^2
q; l	0,000	0,017	0,033	0,048	0,063	0,062	0,074	0,085	0,091	0,093	0,099	0,103	0,104	ql^2
q; l	0,000	0,012	0,025	0,036	0,040	0,047	0,057	0,066	0,071	0,073	0,079	0,082	0,083	ql^2
q, q; $l/2$, $l/2$	0,000	0,012	0,024	0,035	0,039	0,045	0,052	0,057	0,059	0,060	0,062	0,062	0,062	ql^2
q, q, q; $l/3$, $l/3$, $l/3$	0,000	0,012	0,024	0,034	0,037	0,042	0,048	0,053	0,066	0,057	0,061	0,064	0,065	ql^2
q, q, q, q; $l/4$, $l/4$, $l/4$, $l/4$	0,000	0,012	0,024	0,033	0,035	0,040	0,047	0,053	0,057	0,058	0,061	0,062	0,062	ql^2

Таблица 14.6. **Поперечные силы в сечениях балки, свободно лежащей на двух опорах**

Схемы нагрузок и эпюры Q	Расстояние от опоры в долях пролета													Множитель
	0,00	0,05	0,10	0,15	$1/6$	0,20	0,25	0,30	$1/3$	0,35	0,40	0,45	0,50	l
	0,500	0,450	0,400	0,350	0,333	0,300	0,250	0,200	0,167	0,150	0,100	0,050	0,000	ql
	0,333	0,328	0,315	0,293	0,284	0,264	0,229	0,189	0,160	0,146	0,099	0,050	0,000	ql
	0,250	0,247	0,240	0,227	0,222	0,210	0,187	0,160	0.139	0.127	0,090	0,047	0,000	ql

Продолжение табл. 14.6

Схемы нагрузок и эпюры Q	Расстояние от опоры в долях пролета													Множитель
	0,00	0,05	0,10	0,15	$^1/_6$	0,20	0,25	0,30	$^1/_3$	0,35	0,40	0,45	0,50	l
	0,250	0,245	0,230	0,205	0,195	0,170	0,125	0,080	0,056	0,045	0,020	0,005	0,000	ql
	0,250	0,242	0,220	0,182	0,167	0,137	0,104	0,087	0,083	0,082	0,070	0,042	0,000	ql
	0,250	0,240	0,210	0,165	0,153	0,135	0,125	0,115	0,097	0,085	0,040	0,010	0,000	ql

Таблица 14.7. **Изгибающие моменты в сечениях балки, свободно лежащей на двух опорах, нагруженной нагрузкой, равномерно распределенной на участке балки**

Множитель ql^2

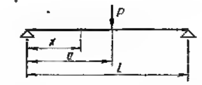
$\frac{x}{l}$	a/l																		
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,06	0,001	0,004	0,006	0,008	0,010	0,012	0,013	0,015	0,016	0,016	0,019	0,020	0,021	0,021	0,022	0,023	0,023	0,023	0,024
0,10	0,001	0,004	0,009	0,013	0,017	0,021	0,024	0,027	0,030	0,032	0,035	0,037	0,039	0,041	0,042	0,043	0,044	0,044	0,045
0,15	0,001	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,032	0,037	0,041	0,045	0,049	0,062	0,055	0,067	0,059	0,061	0,062	0,063	0,064
0,20	0,001	0,004	0,009	0,016	0,024	0,031	0,038	0,044	0,050	0,055	0,060	0,064	0,068	0,071	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
0,25	0,001	0,004	0,008	0,015	0,023	0,038	0,041	0,049	0,056	0,062	0,068	0,074	0,078	0,082	0,086	0,089	0,091	0,092	0,093
0,30	0,001	0,003	0,006	0,014	0,022	0,031	0,042	0,061	0,060	0,068	0,075	0,081	0,087	0,091	0,096	0,099	0,102	0,103	0,105
0,35	0,001	0,003	0,007	0,013	0,020	0,029	0,040	0,061	0,061	0,070	0,078	0,086	0,092	0,098	0,103	0,107	0,110	0,112	0,113
0,40	0,001	0,003	0,007	0,012	0,019	0,027	0,037	0,048	0,069	0,070	0,079	0,088	0,095	0,102	0,108	0,112	0,115	0,118	0,119
0,45	0,001	0,002	0,006	0,011	0,017	0,025	0,034	0,044	0,066	0,067	0,078	0,088	0,096	0,103	0,110	0,115	0,119	0,121	0,123
0,50	0,001	0,002	0,006	0,010	0,016	0,023	0,031	0,040	0,061	0,062	0,074	0,085	0,094	0,102	0,109	0,115	0,119	0,122	0,124
0,55	0,001	0,002	0,005	0,009	0,014	0,020	0,028	0,036	0,046	0,056	0,068	0,080	0,090	0,099	0,107	0,113	0,118	0,121	0,123
0,60	0,001	0,002	0,005	0,008	0,013	0,018	0,024	0,032	0,040	0,050	0,060	0,072	0,083	0,093	0,101	0,108	0,113	0,117	0,119
0,65	0,001	0,002	0,004	0,007	0,011	0,016	0,021	0,028	0,036	0,044	0,063	0,063	0,074	0,085	0,093	0,101	0,106	0,112	0,113
0,70	0,000	0,001	0,003	0,006	0,009	0,013	0,018	0,024	0,030	0,037	0,045	0,054	0,053	0,073	0,083	0,091	0,097	0,101	0,104
0,75	0,000	0,001	0,003	0,005	0,008	0,011	0,015	0,020	0,025	0,031	0,036	0,045	0,053	0,061	0,070	0,079	0,085	0,090	0,093
0,80	0,000	0,001	0,002	0,004	0,006	0,009	0,012	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036	0,042	0,049	0,056	0,064	0,071	0,076	0,079
0,85	0,000	0,001	0,002	0,003	0,006	0,007	0,009	0,012	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032	0,037	0,042	0,048	0,054	0,069	0,063
0,90	0,000	0,001	0,001	0,002	0,003	0,004	0,006	0,006	0,010	0,012	0,015	0,018	0,021	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,044
0,95	0,000	0,000	0,001	0,001	0,002	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,008	0,009	0,011	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020	0,023
1,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Таблица 14. 8. **Поперечные силы в сечениях балки, свободно лежащей на двух опорах и нагруженной нагрузкой, равномерно распределенной на участке балки**

Множитель ql

$\frac{x}{l}$	a/l																		
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0,00	0,049	0,095	0,139	0,180	0,219	0,255	0,289	0,320	0,349	0,375	0,399	0,420	0,439	0,455	0,469	0,480	0,489	0,495	0,499
0,05	–0,001	0,045	0,089	0,130	0,169	0,205	0,239	0,270	0,299	0,325	0,349	0,370	0,389	0,405	0,419	0,430	0,439	0,445	0,449
0,10	–0,001	–0,005	0,039	0,080	0,119	0,155	0,189	0,220	0,249	0,275	0,299	0,320	0,339	0,355	0,369	0,380	0,389	0,395	0,399
0,15	–0,001	–0,005	–0,011	0,030	0,069	0,105	0,139	0,170	0,199	0,225	0,249	0,270	0,289	0,305	0,319	0,330	0,339	0,345	0,349
0,20	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	0,019	0,055	0,089	0,120	0,149	0,175	0,199	0,220	0,239	0,255	0,269	0,280	0,289	0,295	0,299
0,25	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,005	0,039	0,070	0,099	0,125	0,149	0,170	0,189	0,205	0,219	0,230	0,239	0,245	0,249
0,30	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,011	0,020	0,049	0,075	0,099	0,120	0,139	0,155	0,169	0,180	0,189	0,195	0,199
0,35	–0,001	–0,006	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,030	–0,001	0,025	0,049	0,070	0,089	0,105	0,119	0,130	0,139	0,145	0,149
0,40	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,051	–0,025	–0,001	0,020	0,039	0,055	0,069	0,080	–0,089	0,095	0,099
0,45	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,075	–0,051	–0,030	–0,011	0,005	0,019	0,030	–0,039	0,045	0,049
0,50	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,101	–0,080	–0,061	–0,045	–0,031	–0,020	–0,011	–0,005	–0,001
0,55	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,130	–0,111	–0,095	–0,081	–0,070	–0,061	–0,055	–0,051
0,60	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,161	–0,145	–0,131	–0,120	–0,111	–0,105	–0,101
0,65	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,051	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,195	–0,181	–0,170	–0,161	–0,155	–0,151
0,70	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,245	–0,231	–0,220	–0,211	–0,205	–0,201
0,75	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,051	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,245	–0,281	–0,270	–0,261	–0,255	–0,251
0,80	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,245	–0,281	–0,320	–0,311	–0,305	–0,301
0,85	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,245	–0,281	–0,320	–0,361	–0,355	–0,351
0,90	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,245	–0,281	–0,320	–0,361	–0,405	–0,401
0,95	–0,001	–0,006	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,245	–0,281	–0,320	–0,351	–0,405	–0,451
1,00	–0,001	–0,005	–0,011	–0,020	–0,031	–0,045	–0,061	–0,080	–0,101	–0,125	–0,151	–0,180	–0,211	–0,245	–0,281	–0,320	–0,361	–0,405	–0,451

Таблица 14.9. **Изгибающие моменты в сечениях балки, свободно лежащей на двух опорах, нагруженной сосредоточенной силой**



Множитель Pl

x/l	a/l									
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	0,047	0,045	0,042	0,040	0,037	0,035	0,032	0,030	0,027	0,025
0,10	0,045	0,090	0,085	0,080	0,075	0,070	0,065	0,060	0,055	0,050
0,15	0,042	0,085	0,127	0,120	0,112	0,105	0,097	0,090	0,082	0,075
0,20	0,040	0,080	0,120	0,160	0,150	0,140	0,130	0,120	0,110	0,100
0,25	0,037	0,075	0,112	0,150	0,187	0,175	0,162	0,150	0,137	0,125
0,30	0,035	0,070	0,105	0,140	0,175	0,210	0,195	0,180	0,165	0,150
0,35	0,032	0,065	0,097	0,130	0,162	0,195	0,227	0,210	0,192	0,175
0,40	0,030	0,060	0,090	0,120	0,150	0,180	0,210	0,240	0,220	0,200
0,45	0,027	0,065	0,082	0,111	0,137	0,165	0,192	0,220	0,247	0,225
0,50	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200	0,225	0,250
0,55	0,022	0,045	0,067	0,090	0,112	0,135	0,157	0,180	0,202	0,225
0,60	0,020	0,040	0,060	0,080	0,100	0,120	0,140	0,160	0,180	0,200
0,65	0,017	0,035	0,062	0,070	0,087	0,105	0,122	0,140	0,157	0,175
0,70	0,015	0,030	0,045	0,060	0,075	0,090	0,105	0,120	0,135	0,150
0,75	0,012	0,025	0,037	0,050	0,062	0,075	0,087	0,100	0,112	0,125
0,80	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090	0,100
0,85	0,007	0,015	0,022	0,030	0,037	0,045	0,052	0,060	0,067	0,075
0,90	0,005	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050
0,95	0,002	0,005	0,007	0,010	0,012	0,015	0,017	0,020	0,022	0,025

ЛИТЕРАТУРА
к расчету однопролетных плит и балок.

Астахов М. Ф., Караваев А. В., Макаров С. Я., Суздальцев Я. Я. Справочная книга по расчету самолета на прочность. М., Оборонгиз, 1954.

Глушков Г. О., Егоров И. Р., Ермолов В. В. Формулы для расчета рам. Справочное пособие. М., Гостехиздат, 1958.

Иванов В. Ф., Никитин Г. В. Справочник по строительной механике. Т. I. Л., «Кубуч», 1934.

Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и балочных перекрытий. ЦНИИПС. М.— Л., Объединенное научно-техническое издательство, 1938.

Нейшильд В. Ч. Таблицы для расчета многопролетных многоэтажных рам и неразрезных балок. М., Госстройиздат, 1933.

Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. М., Госстройиздат. 1960.

Справочник проектировщика промышленных сооружений. Т. II. Расчетно-теоретический. Промстройпроект. М., Госстройиздат. 1934.

Справочник «Инженерные сооружения». Т. I. М., Машстройиздат, 1950.

Справочник машиностроителя. Т. III. М., Государственное научно-техническое издательство машиностроительной литературы. 1956.

Справочник по гражданскому строительству. Киев, «Будівельник», 1965.

Уманский А. А. Специальный курс строительной механики. Ч.I.М., Госстройиздат, 1935.

НЕРАЗРЕЗНЫЕ ПЛИТЫ И БАЛКИ

Ниже приведены таблицы, формулы и графики линий влияния для расчета неразрезных плит и балок в упругой стадии и по методу предельного равновесия.

Неразрезные балки рекомендуется рассчитывать методом предельного равновесия с учетом пластического перераспределения моментов в предельном состоянии. Для расчета балок, в которых перераспределение усилий не допускается, могут быть использованы табл. 14.10—14.12.

Равнопролетные плиты и балки

В табл. 14.10 (таблицы Винклера) приведены данные для построения огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в равнопролетных неразрезных балках, загруженных равномерно распределенной нагрузкой, а также формулы для определения опорных реакций.

В таблице содержатся данные для расчета двух-, трех-, четырехпролетных балок.

В табл. 14.11 (таблицы Менша) приведены ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в равнопролетных неразрезных балках, загруженных сосредоточенной нагрузкой, а также формулы для определения опорных реакций.

Содержатся также данные для расчета двух-, трех- и четырехпролетных балок.

Таблица предназначена для расчета главных балок при передаче сосредоточенной нагрузки от одной, двух и трех второстепенных балок.

В табл. 14.10 и 14.11 обозначено: g (G) — постоянные нагрузки; p (P) — временные нагрузки.

При пользовании табл. 14.10 и 14.11 ординаты положительной ($M_{макс}$) и отрицательной ($M_{мин}$) ветвей огибающей эпюры изгибающих моментов определяются по формулам:

$$M_{макс} = M_{g(G)} + M_{p(P)_{макс}};$$

$$M_{мин} = M_{g(G)} + M_{p(P)_{мин}}.$$

Аналогично ординаты огибающей эпюры поперечных сил:

$$Q_{макс} = Q_{g(G)} + Q_{p(P)макс};$$

$$Q_{мин} = Q_{g(G)} + Q_{p(P)мин}.$$

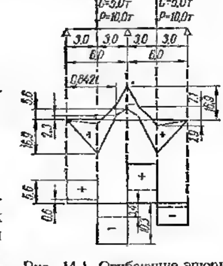


Рис. 14.1. Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.

Так как ординаты положительной или отрицательной ветвей огибающей эпюры изгибающих моментов в отдельных пролетах получены при различных положениях временной нагрузки, в табл. 14.11 приведены также дополнительные ординаты, характеризующие точки перелома эпюры (например, для схемы I приведены ординаты, соответствующие сечению, расположенному на расстоянии 0,842 l от первой опоры).

Пример. Определить ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в двухпролетной балке с пролетами $l = 6,0$ *м*, нагруженной сосредоточенными силами $G = 5,0$ *т* и $P = 10,0$ *т*, расположенными в середине пролета.

Пользуясь данными для схемы 1, табл. 14.11, находим ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов:

$M_{макс\ 0,5l} = 0,1563 \cdot 5,0 \cdot 6,0 + 0,2031 \cdot 10,0 \cdot 6,0 = 16,9$ *т · м*;
$M_{мин\ 0,5l} = 0,1563 \cdot 5,0 \cdot 6,0 - 0,0469 \cdot 10,0 \cdot 6,0 = 1,9$ *т · м*;
$M_{макс\ 0,842l} = -0,0789 \cdot 5,0 \cdot 6,0 + 0 = -2,3$ *т · м*;
$M_{мин\ 0,842l} = -0,0789 \cdot 5,0 \cdot 6,0 - 0,0789 \cdot 10,0 \cdot 6,0 = -7,1$ *т · м*;
$M_{макс\ 1,0l} = -0,1875 \cdot 5,0 \cdot 6,0 + 0 = -5,6$ *т · м*;
$M_{мин\ 1,0l} = -0,1875 \cdot 5,0 \cdot 6,0 - 0,1875 \cdot 10,0 \cdot 6,0 = -16,9$ *т · м*.

Ординаты огибающей эпюры поперечных сил:

$Q_{макс\ I} = 0,3125 \cdot 5,0 + 0,4063 \cdot 10,0 = 5,6$ *т*;
$Q_{мин\ I} = 0,3125 \cdot 5,0 - 0,0938 \cdot 10,0 = 0,6$ *т*;
$Q_{макс\ II} = -0,6875 \cdot 5,0 + 0 = -3,4$ *т*;
$Q_{мин\ II} = -0,6875 \cdot 5,0 - 0,6875 \cdot 10,0 = -10,3$ *т*.

Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил показаны на рис. 14.1.

Данные для определения максимальных и минимальных изгибающих моментов на опорах и в пролетах в равнопролетных неразрезных балках

Таблица 14.10. Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках, загруженных равномерно распределенной нагрузкой

Два пролета

Изгибающие моменты

x/l	M_g	M_p макс (+)	M_p мин (—)
0,0	0	0	0
0,1	+0,0325	0,0387	0,0062
0,2	+0,0650	0,0675	0,0125
0,3	+0,0675	0,0862	0,0187
0,4	+0,0700	0,0950	0,0250
0,5	+0,0625	0,0937	0,0312
0,6	+0,0450	0,0825	0,0375
0,7	+0,0175	0,0612	0,0437
0,8	—0,0200	0,0300	0,0500
0,85	—0,0425	0,0152	0,0577
0,9	—0,0675	0,0061	0,0736
0,95	—0,0950	0,0014	0,0964
1,00	—0,1250	0	0,1250
Множитель	gl^2	pl^2	pl^2

Поперечные силы

x/l	Q_g	Q_p макс (+)	Q_p мин (—)
0	+0,375	0,4375	0,0625
0,1	+0,275	0,3437	0,0687
0,2	+0,175	0,2624	0,0874
0,3	+0,075	0,1932	0,1182
0,4	—0,025	0,1359	0,1609
0,5	—0,125	0,0898	0,2148
0,6	—0,225	0,0544	0,2794
0,7	—0,325	0,0287	0,3537
0,8	—0,425	0,0119	0,4369
0,9	—0,525	0,0027	0,5277
1,0	—0,625	0	0,6250
Множитель	gl	pl	pl

Опорные реакции:

$A_{макс} = 0,3750gl + 0,4375pl;$

$B_{макс} = 1,25(g + p)l.$

Три пролета

Изгибающие моменты

x/l	M_g	M_p макс (+)	M_p мин (—)
0,1	+0,035	0,040	0,005
0,2	+0,060	0,070	0,010
0,3	+0,075	0,090	0,015
0,4	+0,080	0,100	0,020
0,5	+0,075	0,100	0,025
0,6	+0,060	0,090	0,030
0,7	+0,035	0,070	0,035
0,8	0	0,0402	0,0402
0,85	—0,0212	0,0277	0,0490
0,9	—0,0450	0,0204	0,0654
0,95	—0,0712	0,0171	0,0883
1,00	—0,1000	0,0167	0,1167
1,05	—0,0762	0,0141	0,0903
1,1	—0,0650	0,0151	0,0701
1,15	—0,0362	0,0205	0,0668
1,2	—0,0200	0,030	0,050
1,3	+0,005	0,055	0,050
1,4	+0,020	0,070	0,050
1,5	+0,025	0,075	0,050
Множитель	gl^2	pl^2	pl^2

Поперечные силы

x/l	Q_g	Q_p макс (+)	Q_p мин (—)
0	+0,4	0,4500	0,0500
0,1	+0,3	0,3560	0,0663
0,2	+0,2	0,2752	0,0752
0,3	+0,1	0,2065	0,1065
0,4	0	0,1496	0,1496
0,5	—0,1	0,1042	0,2042
0,6	—0,2	0,0694	0,2694
0,7	—0,3	0,0443	0,3443
0,8	—0,4	0,0280	0,4280
0,9	—0,5	0,0193	0,5191
1,0	—0,6	0,0167	0,6167
1,0	+0,5	0,5833	0,0833
1,1	+0,4	0,4870	0,0870
1,2	+0,3	0,3991	0,0991
1,3	+0,2	0,3210	0,1210
1,4	+0,1	0,2637	0,1537
1,5	0,0	0,1979	0,1979
Множитель	gl	pl	pl

Опорные реакции:

$A_{макс} = 0,40gl + 0,45pl;$

$B_{макс} = 1,1gl + 1,2pl.$

Четыре пролета

Изгибающие моменты

x/l	M_g	M_p макс (+)	M_p мин (—)
0,1	+0,0343	0,0396	0,0054
0,2	+0,0586	0,0693	0,0107
0,3	+0,0729	0,0889	0,0161
0,4	+0,0771	0,0986	0,0214
0,5	+0,0714	0,0982	0,0268
0,6	+0,0557	0,0879	0,0321

Поперечные силы

x/l	Q_g	Q_p макс (+)	Q_p мин (—)
0,0	+0,3929	0,4464	0,0535
0,1	+0,2929	0,3528	0,0599
0,2	+0,1929	0,2717	0,0788
0,3	+0,0929	0,2029	0,1101
0,4	—0,0071	0,1461	0,1533
0,5	—0,1071	0,1007	0,2079

Продолжение табл. 14.10

x/l	Изгибающие моменты M_g	M_p макс (+)	M_p мин (—)
0,7	+0,0300	0,0675	0,0375
0,8	—0,0057	0,0374	0,0431
0,85	—0,0273	0,0248	0,0522
0,9	—0,0514	0,0163	0,0677
0,95	—0,0780	0,0139	0,0920
1,0	—0,1071	0,0134	0,1205
1,05	—0,0816	0,0116	0,0932
1,1	—0,0586	0,0145	0,0721
1,15	—0,0380	0,0198	0,0578
1,2	—0,0200	0,0300	0,0500
1,3	+0,0086	0,0568	0,0482
1,4	+0,0271	0,0736	0,0464
1,5	+0,0357	0,0804	0,0446
1,6	+0,0343	0,0771	0,0429
1,7	+0,0229	0,0639	0,0411
1,8	+0,0014	0,0417	0,0403
1,85	—0,0130	0,0345	0,0475
1,9	—0,0300	0,0310	0,0610
1,95	—0,0495	0,0317	0,0812
2,0	—0,0714	0,0357	0,1071
Множитель	gl^2	pl^2	pl^2

x/l	Поперечные силы Q_g	Q_p макс (+)	Q_p мин (—)
0,6	—0,2071	0,0660	0,2731
0,7	—0,3071	0,0410	0,3481
0,8	—0,4071	0,0247	0,4319
0,9	—0,5071	0,0160	0,5231
1,0	—0,6071	0,0134	0,6205
1,0	+0,5357	0,6027	0,0670
1,1	+0,4357	0,5064	0,0707
1,2	+0,3357	0,4187	0,0830
1,3	+0,2357	0,3410	0,1153
1,4	+0,1357	0,2742	0,1385
1,5	+0,0357	0,2190	0,1833
1,6	—0,0643	0,1755	0,2398
1,7	—0,1643	0,1435	0,3078
1,8	—0,2643	0,1222	0,3865
1,9	—0,3643	0,1106	0,4749
2,0	—0,4643	0,1071	0,5714
Множитель		pl	pl

Опорные реакции:

$A_{макс} = 0,3929gl + 0,4464pl;$

$B_{макс} = 1,428gl + 1,2232pl;$

$C_{макс} = 0,9286gl + 1,428pl.$

Пять пролетов

x/l	M_g	M_p макс (+)	M_p мин (—)
0,1	+0,0345	0,0397	0,0053
0,2	+0,0589	0,0695	0,0105
0,3	+0,0734	0,0892	0,0158
0,4	+0,0779	0,0989	0,0211
0,5	+0,0724	0,0987	0,0253
0,6	+0,0568	0,0884	0,0316
0,7	+0,0313	0,0682	0,0368
0,8	—0,0042	0,0381	0,0423
0,9	—0,0497	0,0183	0,0680
1,0	—0,1053	0,0144	0,1196
1,1	—0,0576	0,0140	0,0717
1,2	—0,0200	0,0300	0,0500
1,3	+0,0076	0,0563	0,0487
1,4	+0,0253	0,0726	0,0474
1,5	+0,0329	0,0789	0,0461
1,6	+0,0305	0,0753	0,0447
1,7	+0,0182	0,0616	0,0434
1,8	—0,0042	0,0389	0,0432
1,9	—0,0366	0,0280	0,0646
2,0	—0,0799	0,0323	0,1112
2,1	—0,0339	0,0293	0,0633
2,2	+0,0011	0,0416	0,0405
2,3	+0,0261	0,0655	0,0395

x/l	Q_g	Q_p макс (+)	Q_p мин (—)
0,0	+0,3947	0,4474	0,0526
0,1	+0,2947	0,3537	0,0590
0,2	+0,1947	0,2725	0,0779
0,3	+0,0947	0,2039	0,1091
0,4	—0,0053	0,1471	0,1524
0,5	—0,1053	0,1017	0,2069
0,6	—0,2053	0,0669	0,2722
0,7	—0,3053	0,0419	0,3472
0,8	—0,4053	0,0257	0,4309
0,9	—0,5053	0,0169	0,5222
1,0	—0,6053	0,1044	0,6196
1,0	+0,5263	0,5981	0,0718
1,1	+0,4253	0,5018	0,0755
1,2	+0,3253	0,4141	0,0878
1,3	+0,2253	0,3364	0,1101
1,4	+0,1263	0,2697	0,1434
1,5	+0,0263	0,2164	0,1882
1,6	—0,0737	0,1711	0,2448
1,7	—0,1737	0,1391	0,3128
1,8	—0,2737	0,1179	0,3916
1,9	—0,3737	0,1063	0,4800
2,0	—0,4737	0,1029	0,5766
2,0	+0,5000	0,5907	0,0909
2,1	+0,4000	0,4944	0,0944

Продолжение табл. 14.10

x/l	Изгибающие моменты M_g	Изгибающие моменты M_p макс (+)	Изгибающие моменты M_p мин (—)
2,4	+0,0411	0,0805	0,0395
2,5	+0,0461	0,0855	0,0395
Множитель	gl^2	pl^2	pl^2

x/l	Поперечные силы Q_g	Поперечные силы Q_p макс (+)	Поперечные силы Q_p мин (—)
2,2	+0,3000	0,4063	0,1063
2,3	+0,2000	0,3279	0,1279
2,4	+0,1000	0,2604	0,1604
2,5	0	0,2045	0,2045
Множитель	gl	pl	pl

Опорные реакции:

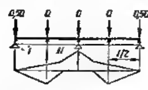
$A_{макс} = 0,3947gl + 0,4474pl;$

$B_{макс} = 1,1316gl + 1,2177pl;$

$C_{макс} = 0,9737gl + 1,1675pl.$

Таблица 14.11. **Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках, нагруженных сосредоточенными силами**

Два пролета



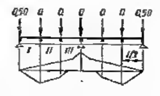
x/l	Изгибающие моменты M_G	Изгибающие моменты M_P макс (+)	Изгибающие моменты M_P мин (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	+0,1563	0,2031	0,0469
0,842	—0,0789	0,0	0,0789
1,0	—0,1875	0,0	0,1875
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы Q_G	Поперечные силы Q_P макс (+)	Поперечные силы Q_P мин (—)
I	0,3125	0,4063	0,0938
II	—0,6875	0,0	0,6875
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 0,8125G + 0,9063P;$

$B_{макс} = 2,3750\,(G + P).$



x/l	Изгибающие моменты M_G	Изгибающие моменты M_P макс (+)	Изгибающие моменты M_P мин (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,333	+0,2222	0,2778	0,0556
0,667	+0,1111	0,2222	0,1111
0,8572	—0,1430	0,0	0,1430
1,0	—0,3333	0,0	0,3333
Множитель	Gl	Pl	Pl

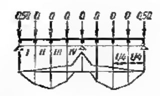
Участки	Поперечные силы Q_G	Поперечные силы Q_P макс (+)	Поперечные силы Q_P мин (—)
I	0,6667	0,8333	0,1667
II	—0,3333	0,2407	0,5741
III	—1,3333	0,0	1,3333
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 1,1667G + 1,333P;$

$B_{макс} = 3,6667\,(G + P).$

Продолжение табл. 14.11



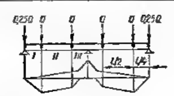
x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+0,2576	0,3164	0,0587
0,50	+0,2653	0,3826	0,1174
0,75	+0,0230	0,1990	0,1760
0,8648	—0,2025	0,0	0,2025
1,0	—0,4688	0,0	0,4688
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (—)
I	1,0306	1,2653	0,2347
II	0,0306	0,5749	0,5443
III	—0,9694	0,1679	1,1373
IV	—1,9694	0,0	1,9694
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 1{,}5306G + 1{,}7653P$;

$B_{макс} = 4{,}9388\,(G + P)$.



x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+0,1795	0,2148	0,0362
0,75	+0,0390	0,1445	0,1055
0,877	—0,1230	0,0	0,1230
1,0	—0,2812	0,0	0,2812
Множитель	Gl	Pl	Pl

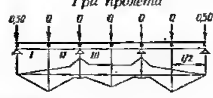
Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (—)
I	0,7186	0,8594	0,1407
II	—0,2813	0,1679	0,4492
III	—1,2813	0,0	1,2813
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 0{,}9686 + 1{,}1094P$

$B_{макс} = 2{,}5625\,(G + P)$

Три пролета



x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	+0,1750	0,2125	0,0375
0,833	—0,0416	0,0208	0,0625
1,0	—0,1500	0,0250	0,1750
1,15	—0,0750	0,0063	0,0813
1,20	—0,0500	0,0250	0,0750
1,50	+0,1000	0,1750	0,0750
Множитель	Gl	Pl	Pl

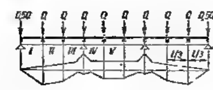
Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (—)
I	0,3500	0,4250	0,0755
II	—0,6500	0,0250	0,6750
III	0,5000	0,6250	0,1250
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 0{,}8500G + 0{,}9250P$;

$B_{макс} = 2{,}1500G + 2{,}3000P$.

Продолжение табл. 14.11



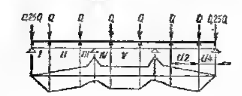
x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (−)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,333	+0,2444	0,2889	0,0444
0,667	+0,1555	0,2444	0,0889
0,849	−0,0750	0,0377	0,1127
1,00	−0,2667	0,0444	0,3111
1,133	−0,1333	0,0133	0,1467
1,20	−0,0667	0,0667	0,1333
1,333	+0,0667	0,2000	0,1333
1,50	+0,0667	0,2000	0,1333
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (−)
I	0,7333	0,8667	0,1332
II	−0,2667	0,2790	0,5457
III	−1,2667	0,0444	1,3111
IV	1,0000	1,2222	0,2222
V	0,0	0,5333	0,5333
Множитель	G	P	P

Опорные реакции

$A_{макс} = 1{,}2333G + 1{,}3667P;$

$B_{макс} = 3{,}2667G + 3{,}5333P.$



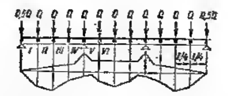
x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (−)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+0,1938	0,2219	0,0281
0,75	+0,0813	0,1654	0,0844
0,87	−0,0655	0,0326	0,0980
1,00	−0,2250	0,0375	0,2625
1,1125	−0,1125	0,0164	0,1290
1,20	−0,0250	0,0875	0,1126
1,25	+0,0250	0,1375	0,1126
1,50	+0,0260	0,1375	0,1125
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (−)
I	0,7750	0,8875	0,1125
II	−0,2250	0,2000	0,4260
III	−1,2260	0,0375	1,2625
IV	1,000	1,1875	0,1875
V	0,0	0,4050	0,4050
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 1{,}0250G + 1{,}1375P;$

$B_{макс} = 2{,}2250G + 2{,}4500P.$



x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (−)
0,00	0,0	0,0	0,0
0,25	+0,2813	0,3281	0,0459
0,50	+0,3126	0,4062	0,0938
0,75	+0,0938	0,2344	0,1406

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (−)
I	1,1250	1,3125	0,1875
II	0,1250	0,6250	0,5000
III	−0,8750	0,2250	1,1000
IV	−1,8750	0,0625	0,9375

Продолжение табл. 14.11

x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (−)
0,837	−0,1070	0,0535	0,1605
1,00	−0,3750	0,0626	0,4375
1,126	−0,1875	0,0232	0,2107
1,20	−0,0750	0,1125	0,1875
1,26	0,0	0,1875	0,1875
1,50	+0,1250	0,3126	0,1875
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (−)
V	1,5000	1,8125	0,3125
VI	0,5000	1,0326	0,5300
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 1{,}6250G + 1{,}8125P;$

$B_{макс} = 4{,}3750G + 4{,}7500P.$

Четыре пролета

x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (−)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	+0,1697	0,2098	0,0402
0,833	−0,0503	0,0168	0,0870
1,0	−0,1607	0,0201	0,1808
1,147	−0,0781	0,0048	0,0830
1,20	−0,0500	0,0260	0,0750
1,50	+0,1161	0,1830	0,0670
1,79	+0,0134	0,0458	0,0592
1,835	−0,0362	0,0282	0,0644
2,0	−0,1072	0,0536	0,1607
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (−)
I	0,3393	0,4196	0,0804
II	−0,6607	0,0201	0,7410
III	0,5536	0,6540	0,1004
IV	−0,4464	0,1607	0,6071
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 0{,}8393G + 0{,}9196P;$

$B_{макс} = 2{,}2143G + 2{,}3348P;$

$C_{макс} = 1{,}8928G + 2{,}2142P.$

x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (−)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,26	+0,1897	0,2199	0,0301
0,75	+0,0692	0,1596	0,0904
0,869	−0,0785	0,0251	0,1045
1,00	−0,2411	0,0301	0,2712
1,112	−0,1200	0,0133	0,1338
1,20	−0,0250	0,0880	0,1130
1,25	+0,0290	0,1395	0,1105
1,50	+0,0491	0,1495	0,1005
1,75	+0,0692	0,1596	0,0904
1,79	+0,0325	0,1213	0,0887
1,882	−0,0515	0,0510	0,1025
2,0	−0,1507	0,0804	0,2410
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (−)
I	0,7589	0,8795	0,1205
II	−0,2411	0,1922	0,4333
III	−1,2411	0,0301	0,2712
IV	1,0804	1,2310	0,1507
V	0,0804	0,4851	0,4047
VI	−0,9196	0,2411	1,1607
Множитель	G	P	P

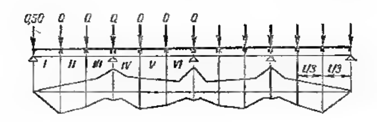
Опорные реакции:

$A_{макс} = 1{,}0089G + 1{,}1295P;$

$B_{макс} = 2{,}3215G + 2{,}5022P;$

$C_{макс} = 1{,}8392G + 2{,}3214P.$

Продолжение табл 14. 11



x/l	Изгибающие моменты		
	G_G	M_P	
		макс (+)	мин (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,333	+0,2381	0,2857	0,0476
0,667	+0,1429	0,2381	0,0958
0,848	—0,0907	0,0303	0,1211
1,0	—0,2857	0,0357	0,3214
1,133	—0,1400	0,0127	0,1528
1,20	—0,0667	0,0667	0,1333
1,333	+0,0794	0,2063	0,1270
1,667	+0,1111	0,2222	0,1111
1,79	0,0	0,1053	0,1063
1,858	—0,0623	0,0547	0,1170
2,00	—0,1905	0,0952	0,2857
Множитель	Gl	Pl	Pl

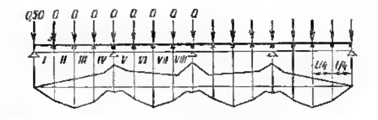
Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (—)
I	0,7143	0,8571	0,1428
II	—0,2857	0,2698	0,5555
III	—1,2857	0,0357	1,3214
IV	1,0953	1,2738	0,1785
V	0,0958	0,5874	0,4921
VI	—0,9047	0,2858	1,1906
Множитель	G	P	P

Опорные реакции:

$A_{макс} = 1{,}2143G + 1{,}3571P;$

$B_{макс} = 3{,}3810G + 3{,}5952P;$

$C_{макс} = 2{,}8094G + 3{,}3810P.$



x/l	Изгибающие моменты		
	M_G	M_P	
		макс (+)	мин (—)
0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	+0,2746	0,3248	0,0503
0,50	+0,2991	0,3996	0,1004
0,75	+0,0736	0,2243	0,1506
0,8567	—0,1295	0,0431	0,1726
1,0	—0,4018	0,0503	0,4520
1,124	—0,1988	0,0192	0,2180
1,20	—0,0750	0,1126	0,1875
1,26	—0,0067	0,1908	0,1842
1,50	+0,1651	0,3325	0,1675
1,75	+0,0736	0,2243	0,1507
1,79	+0,0195	0,1670	0,1475
1,8675	—0,0870	0,0805	0,1675
2,0	—0,2679	0,1339	0,4018
Множитель	Gl	Pl	Pl

Участки	Поперечные силы		
	Q_G	Q_P	
		макс (+)	мин (—)
I	1,0982	1,2991	0,2009
II	0,0982	0,6118	0,5137
III	—0,9018	0,2123	1,1142
IV	—1,9018	0,0502	1,9520
V	1,6339	1,8851	0,2511
VI	0,6339	1,1392	0,5053
VII	—0,3661	0,6458	1,0120
VIII	—1,3661	0,4517	1,7678
Множитель	G	P	P

Опорные реакции

$A_{макс} = 1{,}5982G + 1{,}7991P;$

$C_{макс} = 4{,}5357G + 4{,}8371P;$

$C_{макс} = 3{,}7322G + 4{,}5356P;$

Таблица 14.12. **Изгибающие моменты, поперечные силы и**

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ загружения		
		p; l	P; l/2, l/2	P, P; l/3, l/3, l/3
				Двухпролетная
0,200l 0,200l; A 1 B 2 C; l l	M_{11}	$0{,}070pl^2$	$0{,}156Pl$	$0{,}222Pl$
	M_{12}	—	—	$0{,}111Pl$
	M_{13}	—	—	—
	M_B (мин)	$-0{,}125pl^2$	$-0{,}188Pl$	$-0{,}333Pl$
	$A = Q_{1A}$	$0{,}375pl$	$0{,}313P$	$0{,}667P$
	B (макс)	$1{,}250pl$	$1{,}375P$	$2{,}667P$
	Q_{1B} (мин)	$-0{,}625pl$	$-0{,}688P$	$-1{,}333P$
A 1 B 2 C	M_{11} (макс)	$0{,}096pl^2$	$0{,}203Pl$	$0{,}278Pl$
	M_{12} (макс)	—	—	$0{,}222Pl$
	M_{13} (макс)	—	—	—
	M_B	$-0{,}063pl^2$	$-0{,}094Pl$	$-0{,}167Pl$
	$A = Q_{1A}$ (макс)	$0{,}438pl$	$0{,}406P$	$0{,}833P$
A 1 B 2 C	M_{11} (мин)	—	$-0{,}047Pl$	$-0{,}056P$
	M_{12} (мин)	—	—	$-0{,}111Pl$
	M_{13} (мин)	—	—	—
	$A = Q_{1A}$ (мин)	$-0{,}063pl$	$-0{,}094P$	$0{,}167Pl$
				Трехпролетная
* 0,2704l 0,200l; A 1 B 2 C 3 D; l l l	M_{11} (1 пролет)	$0{,}080pl^2$	$0{,}175Pl$	$0{,}244Pl$
	M_{12}	—	—	$0{,}156Pl$
	M_{13}	—	—	—
	M_{21} (2 пролет)	$0{,}025pl^2$	$0{,}100Pl$	$0{,}067Pl$
	M_{22}	—	—	$0{,}067Pl$
	M_B	$-0{,}100pl^2$	$-0{,}150Pl$	$-0{,}267Pl$
	$A = Q_{1A}$	$0{,}400pl$	$0{,}350P$	$0{,}733P$
	B	$1{,}100pl$	$1{,}150P$	$2{,}267P$
	Q_{1B}	$-0{,}600pl$	$-0{,}650P$	$-1{,}267P$
	$Q_{2B} = Q_{2C}$	$0{,}600pl$	$0{,}500P$	$1{,}000P$
A 1 B 2 C 3 D	M_{11} (макс)	$0{,}101pl^2$	$0{,}213Pl$	$0{,}289Pl$
	M_{12} (макс)	—	—	$0{,}244Pl$
	M_{13} (макс)	—	—	—
	M_{21} (мин)	$-0{,}050pl^2$	$-0{,}075Pl$	$-0{,}133Pl$
	M_{22} (мин)	—	—	$-0{,}133Pl$
	M_B	$-0{,}050pl^2$	$-0{,}075Pl$	$-0{,}133Pl$
	$A = Q_{1A}$ (макс)	$0{,}450pl$	$0{,}425P$	$0{,}867P$
A 1 B 2 C 3 D	M_{11} (мин)	—	$-0{,}038pl$	$-0{,}044Pl$
	M_{12} (мин)	—	—	$-0{,}089Pl$
	M_{13} (мин)	—	—	—
	M_{21} (макс)	$0{,}075pl^2$	$0{,}175Pl$	$0{,}200Pl$
	M_{22} (макс)	—	—	$0{,}200Pl$
	M_B	$-0{,}050pl^2$	$-0{,}075Pl$	$-0{,}133Pl$
	$A = Q_{1A}$ (мин)	$-0{,}050pl$	$-0{,}075P$	$-0{,}133Pl$

* При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной). в скобках.

опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках

нагруженных пролетов

P, P; l/4, l/2, l/4	P, P, P; l/6, l/3, l/3, l/6	P, P, P; l/4, l/4, l/4, l/4	k=0,5pl; l/2, l/2	k=0,5pl; 0,4l, 0,2l, 0,4l	k=0,7pl; 0,3l, 0,4l, 0,3l
балка					
0,180*Pl*	0,258*Pl*	0,184*Pl*	0,095*kl*	0,094*kl*	0,089*kl*
0,039*Pl*	0,266*Pl*	0,219*Pl*	—	—	—
—	0,023*Pl*	—0,080*Pl*	—	—	—
—0,281*Pl*	—0,469*Pl*	—0,396*Pl*	—0,156*kl*	—0,155*kl*	—0,151*kl*
0,719*P*	1,031*P*	1,104*P*	0,344*k*	0,345*k*	0,349*k*
2,563*P*	3,938*P*	3,792*P*	1,312*k*	1,310*k*	1,302*k*
—1,281*P*	—1,969*P*	—1,896*P*	—0,656*k*	—0,655*k*	—0,651*k*
0,215*Pl*	0,316*Pl*	0,217*Pl*	0,129*kl*	0,126*kl*	0,121*kl*
0,145*Pl*	0,383*Pl*	0,318*Pl*	—	—	—
—	0,200*Pl*	0,085*Pl*	—	—	—
—0,141*Pl*	—0,234*Pl*	—0,198*Pl*	—0,078*kl*	—0,078*kl*	—0,076*kl*
0,859*P*	1,266*P*	1,302*P*	0,422*k*	0,422*k*	0,424*k*
—0,035*Pl*	—0,059*Pl*	—0,033*Pl*	—0,035*kl*	—0,035*kl*	—0,034*kl*
—0,106*Pl*	—0,117*Pl*	—0,099*Pl*	—	—	—
—	—0,176*Pl*	—0,165*Pl*	—	—	—
—0,141*P*	—0,234*P*	—0,198*P*	—0,078*k*	—0,078*k*	—0,076*k*
балка					
0,194*Pl*	0,281*Pl*	0,197*Pl*	0,108*kl*	0,107*kl*	0,102*kl*
0,081*Pl*	0,313*Pl*	0,258*Pl*	—	—	—
—	0,094*Pl*	—0,014*Pl*	—	—	—
0,025*Pl*	—	—0,067*Pl*	0,042*kl*	0,040*kl*	0,036*kl*
0,025*Pl*	0,125*Pl*	0,100*Pl*	—	—	—
0,225*Pl*	—0,375*Pl*	—0,317*Pl*	—0,125*kl*	—0,124*kl*	—0,121*kl*
0,775*P*	1,125*P*	1,183*P*	0,375*k*	0,376*k*	0,379*kl*
2,225*P*	3,375*P*	3,317*P*	1,125*k*	1,124*k*	1,121*k*
1,225*P*	—1,875*P*	—1,817*P*	—0,625*k*	—0,624*k*	—0,621*k*
1,000*P*	1,500*P*	1,500*P*	0,500*k*	0,500*k*	0,500*k*
0,222*Pl*	0,328*Pl*	0,224*Pl*	0,136*kl*	0,134*kl*	0,128*kl*
0,166*Pl*	0,406*Pl*	0,338*Pl*	—	—	—
—	0,234*Pl*	0,118*Pl*	—	—	—
—0,113*Pl*	—0,188*Pl*	—0,158*Pl** (—0,167*Pl*)	—0,063*kl*	—0,062*kl*	—0,061*kl*
—0,113*Pl*	—0,188*Pl*	—0,158*Pl*	—	—	—
—0,113*Pl*	—0,188*Pl*	—0,158*P*	—0,063*kl*	—0,062*kl*	—0,061*kl*
0,888*P*	1,313*P*	1,342*P*	0,437*k*	0,438*k*	0,439*k*
—0,028*Pl*	—0,047*Pl*	—0,026*Pl*	—0,028*kl*	—0,028*kl*	—0,027*kl*
—0,084*Pl*	—0,094*Pl*	—0,079*Pl*	—	—	—
—	—0,141*Pl*	—0,132*Pl*	—	—	—
0,138*Pl*	0,188*Pl*	0,092*Pl** (0,100*Pl*)	0,104*kl*	0,102*kl*	0,096*kl*
0,138*Pl*	0,313*Pl*	0,258*Pl*	—	—	—
—0,113*Pl*	—0,188*Pl*	—0,158*Pl*	—0,063*kl*	—0,062*kl*	—0,061*k*
—0,113*P*	—0,188*P*	—0,158*P*	—0,063*kl*	—0,062*k*	—0,061*k*

Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения и даны

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ загружения		
		P (равномерная нагрузка), l	P; l/2, l/2	P, P; l/3, l/3, l/3
A 1 B 2 C 3 D	M_B (мин)	0,117pl^2	—0,175Pl	—0,311Pl
	M_C	—0,033pl^2	—0,050Pl	—0,089Pl
	B (макс)	1,200pl	1,300P	2,533P
	Q_{1B} (мин)	—0,617pl	—0,675P	—1,311P
	Q_{2B} (макс)	0,583pl	0,625P	1,222P
A 1 B 2 C 3 D	M_B (макс)	0,017pl^2	0,025Pl	0,044Pl
	M_C	—0,067pl^2	—0,100Pl	—0,178Pl
	Q_{1B} (макс)	0,017pl	0,025P	0,044P
	Q_{2B} (мин)	—0,083pl	—0,125P	—0,222P
Четырехпролетная				
A 1 B 2 C 3 D 4 E; l, l, l, l	M_{11}	0,077pl^2	0,170Pl	0,238Pl
	M_{12}	—	—	0,143Pl
	M_{13}	—	—	—
	M_{21}	0,037pl^2	0,116Pl	0,079Pl
	M_{22}	—	—	0,111Pl
	M_{23}	—	—	—
	M_B	—0,107pl^2	—0,161Pl	—0,286Pl
	M_C	—0,071pl^2	—0,107P	—0,190Pl
	$A = Q_{1A}$	0,393pl	0,339Pl	0,714P
	B	1,143pl	1,214P	2,381P
	C	0,929pl	0,892P	1,810P
	Q_{1B}	—0,607pl	—0,561P	—1,286P
	Q_{2B}	0,536pl	0,554P	1,095P
	Q_{2C}	—0,464pl	—0,446P	—0,905P
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_{11} (макс)	0,100pl^2	0,210pl	0,286Pl
	M_{12} (макс)	—	—	0,238Pl
	M_{13} (макс)	—	—	—
	M_{21} (мин)	—	—0,067Pl	—0,127Pl
	M_{22} (мин)	—	—	—0,111Pl
	M_{23} (мин)	—	—	—
	M_B	—0,054pl^2	—0,080Pl	—0,143Pl
	M_C	—0,036Pl^2	—0,054Pl	—0,095Pl
	$A = Q_{1A}$ (макс)	0,446pl	0,420P	0,857P
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_{11} (мин)	—	—0,040Pl	—0,048P
	M_{12} (мин)	—	—	—0,095Pl
	M_{13} (мин)	—	—	—
	M_{21} (макс)	0,080pl^2	—0,183Pl	0,206Pl
	M_{22} (макс)	—	—	0,222Pl
	M_{23} (макс)	—	—	—
	M_B	—0,054pl^2	—0,080Pl	0,143Pl
	M_C	—0,036pl^2	—0,054Pl	—0,095Pl
	$A = Q_{1A}$ (мин)	—0,054pl	—0,080P	—0,143P

* При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной). в скобках.

Продолжение табл. 14.12

нагруженных пролетов

P P; 1 2; l/4 l/2 l/4	P P P; 1 2 3; l/6 l/3 l/3 l/6	P P P; l/4 l/4 l/4 l/4	P K=0,5Pl; l/2 l/2	P K=0,5Pl; 0,4l 0,2l 0,4l	P K=0,7Pl; 0,3l 0,4l 0,3l
—0,263*Pl*	—0,438*Pl*	—0,369*Pl*	—0,146*kl*	—0,145*kl*	—0,142*kl*
—0,075*Pl*	—0,125*Pl*	—0,106*Pl*	—0,041*kl*	—0,041*kl*	—0,041*kl*
2,450*P*	3,750*P*	3,633*P*	1,251*k*	1,249*k*	1,244*k*
—1,263*P*	—1,937*P*	—1,869*P*	—0,646*k*	—0,645*k*	—0,642*k*
1,188*P*	1,813*P*	1,764*P*	0,605*k*	0,604*k*	0,602*k*
0,038*Pl*	0,063*Pl*	0,053*Pl*	0,022*kl*	0,021*kl*	0,021*kl*
—0,150*Pl*	—0,250*Pl*	—0,211*Pl*	—0,083*kl*	—0,083*kl*	—0,081*kl*
0,038*P*	0,063*P*	0,053*P*	0,022*k*	0,021*k*	0,021*k*
—0,188*P*	—0,313*P*	—0,264*P*	—,0105*k*	—0,104*k*	—0,102*k*
балка					
0,190*Pl*	0,275*Pl*	0,193*Pl*	0,104*kl*	0,103*kl*	0,098*kl*
0,069*Pl*	0,299*Pl*	0,247*Pl*	—	—	—
—	0,074*Pl*	—0,033*Pl*	—	—	—
0,029*Pl*	0,007*Pl*	—0,070*Pl*	0,056*kl*	0,053*kl*	0,049*kl*
0,069*Pl*	0,165*Pl*	0,134*Pl*	—	—	—
—	0,074*Pl*	0,005*Pl*	—	—	—
—0,241*Pl*	—0,402*Pl*	—0,339*Pl*	—0,134*kl*	—0,133*kl*	—0,130*kl*
—0,161*Pl*	—0,268*Pl*	—0,226*Pl*	—0,089*kl*	—0,088*kl*	—0,086*kl*
0,759*P*	1,098*P*	1,161*P*	0,366*k*	0,367*k*	0,370*k*
2,321*P*	3,536*P*	3,452*P*	1,179*k*	1,178*k*	1,174*k*
1,839*P*	2,732*P*	2,774*P*	0,910*k*	0,910*k*	0,912*k*
—1,241*P*	—1,902*P*	—1,839*P*	—0,634*k*	—0,633*k*	—0,630*k*
1,080*P*	1,634*P*	1,613*P*	0,545*k*	0,545*k*	0,544*k*
—0,920*P*	—1,366*P*	—1,387*P*	—0,455*k*	—0,455*k*	—0,456*k*
0,220*Pl*	0,325*Pl*	0,222*Pl*	0,134*kl*	0,132*kl*	0,126*kl*
0,160*Pl*	0,400*Pl*	0,332*Pl*	—	—	—
—	0,224*Pl*	0,109*Pl*	—	—	—
—0,110*Pl*	—0,184*Pl*	—0,160*Pl** (—0,170*Pl*)	—0,056*kl*	—0,056*kl*	—0,055*kl*
—0,090*Pl*	—0,167*Pl*	—0,141*Pl*	—	—	—
—	—0,151*Pl*	—0,123*Pl** (—0,134*Pl*)	—	—	—
—0,121*Pl*	—0,201*Pl*	—0,170*Pl*	—0,067*kl*	—0,067*kl*	—0,065*kl*
—0,080*Pl*	—0,134*Pl*	—0,113*Pl*	—0,045*kl*	—0,045*kl*	—0,044*kl*
0,879*P*	1,299*P*	1,330*P*	0,433*k*	0,433*k*	0,425*k*
0,030*Pl*	—0,050*Pl*	—0,028*Pl*	—0,030*kl*	—0,030*kl*	—0,029*kl*
—0,090*Pl*	—0,110*Pl*	—0,085*Pl*	—	—	—
—	—0,151*Pl*	—0,141*Pl*	—	—	—
0,140*Pl*	0,191*Pl*	0,090*Pl** (0,099*Pl*)	0,111*kl*	0,108*kl*	0;102*kl*
0,160*Pl*	0,333*Pl*	0,275*Pl*	—	—	—
—	0,224*Pl*	0,127*Pl** (0,139*Pl*)	—	—	—
—0,121*Pl*	—0,201*Pl*	—0,170*Pl*	—0,067*kl*	—0,067*kl*	—0,065*kl*
—0,080*Pl*	—0,134*Pl*	—0,113*Pl*	—0,045*kl*	—0,045*kl*	—0,044*kl*
—0,121*P*	—0,201*P*	—0,170*P*	—0,067*k*	—0,067*k*	—0,065*k*

Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения и даны

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ загружения		
		P; l	P; l/2, l/2	P, P; l/3, l/3, l/3
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B (мин)	$-0{,}121pl^2$	$-0{,}181Pl$	$-0{,}321Pl$
	M_C	$-0{,}018pl^2$	$-0{,}027Pl$	$-0{,}048Pl$
	M_D	$-0{,}058pl^2$	$-0{,}087Pl$	$-0{,}155Pl$
	B (макс)	$1{,}223pl$	$1{,}335P$	$2{,}595P$
	Q_{1B} (мин)	$-0{,}621pl$	$-0{,}581P$	$-1{,}321P$
	Q_{2B} (макс)	$0{,}603pl$	$0{,}554P$	$1{,}274P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B (макс)	$0{,}013pl^2$	$0{,}020Pl$	$0{,}036Pl$
	M_C	$-0{,}054pl^2$	$-0{,}080Pl$	$-0{,}143Pl$
	M_D	$-0{,}049pl^2$	$-0{,}074Pl$	$-0{,}131Pl$
	B (мин)	$-0{,}080Pl$	$-0{,}121P$	$-0{,}214P$
	Q_{1B} (макс)	$0{,}013Pl$	$0{,}020P$	$0{,}036P$
	Q_{2B} (мин)	$-0{,}067pl$	$-0{,}100P$	$-0{,}178P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B	$-0{,}036pl^2$	$-0{,}054Pl$	$-0{,}095Pl$
	M_C (мин)	$-0{,}107pl^2$	$-0{,}161Pl$	$-0{,}286Pl$
	C (макс)	$1{,}143pl$	$1{,}214P$	$2{,}381P$
	Q_{2C} (мин)	$-0{,}571pl$	$-0{,}607P$	$-1{,}191P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E	M_B	$-0{,}071pl^2$	$-0{,}107Pl$	$-0{,}190Pl$
	M_C (макс)	$0{,}036pl^2$	$0{,}054Pl$	$0{,}095Pl$
	C (мин)	$-0{,}214pl$	$-0{,}321P$	$-0{,}571P$
	Q_{2C} (макс)	$0{,}107pl$	$0{,}161P$	$0{,}286P$

Пятипролетная

A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F; l l l l l	M_{11}	$0{,}078pl^2$	$0{,}171Pl$	$0{,}240Pl$
	M_{12}	—	—	$0{,}146Pl$
	M_{13}	—	—	—
	M_{21}	$0{,}033pl^2$	$0{,}112Pl$	$0{,}076Pl$
	M_{22}	—	—	$0{,}099Pl$
	M_{23}	—	—	—
	M_{31}	$0{,}046pl^2$	$0{,}132Pl$	$0{,}123Pl$
	M_{32}	—	—	$0{,}123Pl$
	M_B	$-0{,}105pl^2$	$-0{,}158Pl$	$-0{,}281Pl$
	M_C	$-0{,}079pl^2$	$-0{,}118Pl$	$-0{,}211Pl$
	$A = Q_{1A}$	$0{,}395pl$	$0{,}342P$	$0{,}719P$
	B	$1{,}132pl$	$1{,}197P$	$2{,}351P$
	C	$0{,}974pl$	$0{,}960P$	$1{,}930P$
	Q_{1B}	$-0{,}605pl$	$-0{,}658P$	$-1{,}281P$
	Q_{2B}	$0{,}526pl$	$0{,}540P$	$1{,}070P$
	Q_{2C}	$-0{,}474pl$	$-0{,}450P$	$-0{,}930P$
	Q_{3C}	$0{,}500pl$	$0{,}500P$	$1{,}000P$
	M_{11} (макс)	$0{,}100pl^2$	$0{,}211Pl$	$0{,}287Pl$
	M_{12} (макс)	—	—	$0{,}240Pl$
	M_{13} (макс)	—	—	—

Продолжение табл. 14.12

нагруженных пролетов

P, P; l/4, l/2, l/4 (1, 2)	P, P, P; l/6, l/3, l/3, l/6 (1, 2, 3)	P, P, P; l/4, l/4, l/4, l/4	P; K=0,5pl; l/2, l/2	P; K=0,6pl; 0,4l, 0,2l, 0,4l	P; K=0,7pl; 0,3l, 0,4l, 0,3l
—0,271Pl	—0,452Pl	—0,382Pl	—0,151kl	—0,150kl	—0,146kl
—0,040Pl	—0,067Pl	—0,0571Pl	—0,023kl	—0,022kl	—0,022kl
—0,131Pl	—0,218Pl	—0,184Pl	—0,072kl	—0,072kl	—0,070kl
2,502P	3,837P	3,707P	1,279k	1,278k	1,270k
—1,271P	—1,952P	—1,882P	—0,651k	—0,650k	—0,646k
1,231P	1,885P	1,825P	0,628k	0,628k	0,624k
0,030Pl	0,050Pl	0,042Pl	0,017kl	0,017kl	0,016kl
—0,120Pl	—0,201Pl	—0,170Pl	—0,066kl	—0,066kl	—0,064kl
—0,110Pl	—0,184Pl	—0,156Pl	—0,062kl	—0,061kl	—0,060kl
—0,181P	—0,301P	—0,254P	—0,100k	—0,100k	—0,096k
0,030P	0,050P	0,042P	0,017k	0,017k	0,016k
—0,151P	—0,251P	—0,212P	—0,083k	—0,083k	—0,080k
—0,080Pl	—0,134Pl	—0,113Pl	—0,045kl	—0,045kl	—0,044kl
—0,241Pl	—0,402Pl	—0,339Pl	—0,134kl	—0,133kl	—0,130kl
2,321P	3,536P	3,452P	1,178k	1,176k	1,172k
—1,160P	—1,758P	1,726P	—0,589k	—0,588k	—0,586k
—0,161Pl	—0,258Pl	—0,226Pl	—0,089kl	—0,088kl	—0,086kl
0,080Pl	0,134Pl	0,113Pl	0,045kl	0,045kl	0,044kl
—0,482P	—0,804P	—0,679P	—0,268k	—0,266k	—0,260k
0,241P	0,402P	0,339P	0,134k	0,133k	0,130k

балка

0,191Pl	0,276Pl	0,194Pl	0,106kl	0,104kl	0,099kl
0,072Pl	0,303Pl	0,250Pl	—	—	—
—	0,079Pl	—0,028Pl	—	—	—
0,028Pl	0,005Pl	—0,069Pl	0,052kl	0,050kl	0,046kl
0,058Pl	0,155Pl	0,125Pl	—	—	—
—	0,054Pl	—0,014Pl	—	—	—
0,072Pl	0,079Pl	0	0,068kl	0,066kl	0,061kl
0,072Pl	0,204Pl	0,167Pl	—	—	—
—0,237Pl	—0,395Pl	—0,333Pl	—0,131kl	—0,130kl	—0,127kl
—0,178Pl	—0,296Pl	—0,250Pl	—0,099kl	—0,098kl	—0,096kl
0,763P	1,105P	1,167P	0,369k	0,370k	0,373k
2,296P	3,494P	3,417P	1,163k	1,162k	1,158k
1,941P	2,901P	2,917P	0,968k	0,968k	0,969k
—1,237P	—1,895P	—1,833P	—0,631k	—0,630k	—0,627k
1,059P	1,599P	1,583P	0,532k	0,532k	0,531k
—0,941P	—1,401P	—1,471P	—0,468k	—0,468k	—0,469k
1,000P	1,500P	1,500P	0,500k	0,500k	0,500k
0,220Pl	0,236Pl	0,222Pl	0,135kl	0,132k	0,126k
0,161Pl	0,401Pl	0,333Pl	—	—	—
—	0,227Pl	0,111Pl	—	—	—

Схема расположения нагрузки	Изгибающие моменты, перерезывающие силы, опорные реакции	Способ загружения: p, l	Способ загружения: P, $l/2$, $l/2$	Способ загружения: P, P, $l/3$, $l/3$, $l/3$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_{21} (мин)	—	$-0{,}069Pl$	$-0{,}129Pl$
	M_{22} (мин)	—	—	$-0{,}117Pl$
	M_{23} (мин)	—	—	—
	M_{31} (макс)	$0{,}086pl^2$	$0{,}191Pl$	$0{,}228Pl$
	M_{32} (макс)	—	—	$0{,}228Pl$
	M_B	$-0{,}053pl^2$	$-0{,}079Pl$	$-0{,}140Pl$
	M_C	$-0{,}039pl^2$	$-0{,}059Pl$	$-0{,}105Pl$
	$A = Q_{1A}$ (макс)	$0{,}447pl$	$0{,}421P$	$0{,}860P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_{11} (мин)	—	$-0{,}039Pl$	$-0{,}047Pl$
	M_{12} (мин)	—	—	$-0{,}094Pl$
	M_{13} (мин)	—	—	—
	M_{21} (макс)	$0{,}079pl^2$	$0{,}181Pl$	$0{,}205Pl$
	M_{22} (макс)	—	—	$0{,}216Pl$
	M_{23} (макс)	—	—	—
	M_{31} (мин)	—	$-0{,}059Pl$	$-0{,}105Pl$
	M_{32} (мин)	—	—	$-0{,}105Pl$
	M_B	$-0{,}053pl^2$	$-0{,}079Pl$	$-0{,}140Pl$
	M_C	$-0{,}039pl^2$	$-0{,}059Pl$	$-0{,}105Pl$
	$A = Q_{1A}$ (мин)	$-0{,}053pl$	$-0{,}079P$	$-0{,}140P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B (мин)	$-0{,}120pl^2$	$-0{,}179Pl$	$-0{,}319Pl$
	M_C	$-0{,}022pl^2$	$-0{,}032Pl$	$-0{,}057Pl$
	M_D	$-0{,}044pl^2$	$-0{,}066Pl$	$-0{,}118Pl$
	M_E	$-0{,}051pl^2$	$-0{,}077Pl$	$-0{,}137Pl$
	B (макс)	$1{,}218pl$	$1{,}327P$	$2{,}581P$
	Q_{1B} (мин)	$-0{,}620pl$	$-0{,}679P$	$-1{,}319P$
	Q_{2B} (макс)	$1{,}598pl$	$0{,}647P$	$1{,}262P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B (макс)	$0{,}014pl^2$	$0{,}022Pl$	$0{,}038Pl$
	M_C	$-0{,}057pl^2$	$-0{,}086Pl$	$-0{,}153Pl$
	M_D	$-0{,}035pl^2$	$-0{,}052Pl$	$-0{,}093Pl$
	M_E	$-0{,}054pl^2$	$-0{,}081Pl$	$-0{,}144Pl$
	B (мин)	$-0{,}086pl$	$-0{,}129P$	$-0{,}230P$
	Q_{1B} (макс)	$0{,}014pl$	$0{,}022P$	$0{,}038P$
	Q_{2B} (мин)	$-0{,}072pl$	$-0{,}108P$	$-0{,}191P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B	$-0{,}035pl^2$	$-0{,}052Pl$	$-0{,}093Pl$
	M_C (мин)	$-0{,}111pl^2$	$-0{,}167Pl$	$-0{,}297Pl$
	M_D	$-0{,}020pl^2$	$-0{,}031Pl$	$-0{,}054Pl$
	M_E	$-0{,}057pl^2$	$-0{,}086Pl$	$-0{,}153Pl$
	C (макс)	$1{,}167pl$	$1{,}251P$	$2{,}447P$
	Q_{2C} (мин)	$-0{,}576pl$	$-0{,}615P$	$-1{,}204P$
	Q_{3C} (макс)	$0{,}591pl$	$0{,}636P$	$1{,}242P$
A 1 B 2 C 3 D 4 E 5 F	M_B	$-0{,}071pl^2$	$-0{,}106Pl$	$-0{,}188Pl$
	M_C (макс)	$0{,}032pl^2$	$0{,}048Pl$	$0{,}086Pl$
	M_D	$-0{,}059pl^2$	$-0{,}088Pl$	$-1{,}156Pl$
	M_E	$-0{,}048pl^2$	$-0{,}072Pl$	$-0{,}128Pl$
	C (мин)	$-0{,}194pl$	$-0{,}291P$	$-0{,}517P$
	Q_{2C} (макс)	$0{,}103pl$	$0{,}154P$	$0{,}274P$
	Q_{3C} (мин)	$-0{,}091pl$	$-0{,}136P$	$-0{,}242P$

* При данном нагружении эта величина не является максимальной (минимальной). в скобках.

Продолжение табл. 14.12

нагруженных пролетов					
P P; l/4 l/2 l/4	P P P; l/6 l/3 l/3 l/6	P P P; l/4 l/4 l/4 l/4	P, k=0,5pl; l/2 l/2	P, k=0,6pl; 0,4l 0,2l 0,4l	P, k=0,5pl; 0,4l 0,2l 0,4l
—0,111*Pl*	—0,185*Pl*	0,160*Pl** (—0,169*Pl*)	—0,058*kl*	—0,058*kl*	—0,056*kl*
—0,096*Pl*	—0,173*Pl*	—0,146*Pl*	—	—	—
—	—0,160*Pl*	—0,132*Pl** (—0,144*Pl*)	—	—	—
0,161*Pl*	0,227*Pl*	—0,125*Pl** (—0,138*Pl*)	0,117*kl*	0,117*kl*	0,109*kl*
0,161*Pl*	0,352*Pl*	0,292*Pl*	—	—	—
—0,118*Pl*	—0,197*Pl*	—0,167*Pl*	—0,066*kl*	—0,066*kl*	—0,064*kl*
—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl*	—0,050*kl*	—0,050*kl*	—0,048*kl*
0,882*P*	—1,303*P*	1,333*P*	0,434*k*	0,434*k*	0,436*k*
—0,030*Pl*	—0,049*Pl*	—0,028*Pl*	—0,030*kl*	—0,030*kl*	—0,029*kl*
—0,089*Pl*	—0,099*Pl*	—0,083*Pl*	—	—	—
—	—0,148*Pl*	—0,139*Pl*	—	—	—
0,139*Pl*	0,190*Pl*	0,090*Pl** (0,100*Pl*)	0,109*kl*	0,106*kl*	0,101*kl*
0,154*Pl*	0,237*Pl*	0,271*Pl*	—	—	—
—	0,215*Pl*	0,118*Pl** (0,130*Pl*)	—	—	—
—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl** (—0,138*Pl*)	—0,050*kl*	—0,050*kl*	—0,048*kl*
—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl*	—	—	—
—0,118*Pl*	—0,197*Pl*	—0,167*Pl*	—0,066*kl*	—0,066*kl*	—0,064*kl*
—0,089*Pl*	—0,148*Pl*	—0,125*Pl*	—0,050*kl*	—0,050*kl*	—0,048*kl*
—0,118*P*	—0,197*P*	—0,167*P*	—0,066*k*	—0,066*k*	—0,064*k*
—0,269*Pl*	—0,449*Pl*	—0,379*Pl*	—0,149*kl*	—0,148*kl*	—0,144*kl*
—0,048*Pl*	—0,081*Pl*	—0,068*Pl*	—0,027*kl*	—0,027*kl*	—0,027*kl*
—0,100*Pl*	—0,166*Pl*	—0,140*Pl*	—0,055*kl*	—0,055*kl*	—0,053*kl*
—0,116*Pl*	—0,193*Pl*	—0,163*Pl*	—0,064*kl*	—0,063*kl*	—0,062*kl*
2,490*P*	3,817*P*	3,689*P*	1,271*k*	1,269*k*	1,261*k*
—1,269*P*	—1,949*P*	—1,879*P*	—0,649*k*	—0,648*k*	—0,644*k*
1,221*P*	1,868*P*	1,811*P*	0,622*k*	0,621*k*	0,617*k*
0,032*P*	0,064*Pl*	0,045*Pl*	0,018*kl*	0,018*kl*	0,017*kl*
—0,129*Pl*	—0,215*Pl*	—0,182*Pl*	—0,072*kl*	—0,071*kl*	—0,069*kl*
—0,078*Pl*	—0,130*Pl*	—0,110*Pl*	—0,044*kl*	—0,043*kl*	—0,043*kl*
—0,121*Pl*	—0,202*Pl*	—0,170*Pl*	—0,067*kl*	—0,067*kl*	—0,065*kl*
—0,194*P*	—0,323*P*	—0,273*P*	—0,108*k*	—0,108*k*	—0,103*k*
0,032*P*	0,054*P*	—0,045*P*	0,018*k*	0,018*k*	0,017*k*
—0,161*P*	—0,269*P*	—0,227*P*	—0,090*k*	—0,089*k*	—0,086*k*
—0,078*Pl*	—0,130*Pl*	—0,110*Pl*	—0,044*kl*	—0,043*kl*	—0,042*kl*
—0,250*Pl*	—0,417*Pl*	—0,352*Pl*	—0,139*kl*	—0,138*kl*	—0,134*kl*
—0,046*Pl*	—0,076*Pl*	—0,064*Pl*	—0,025*kl*	—0,025*kl*	—0,024*kl*
—0,129*Pl*	—0,215*Pl*	—0,182*Pl*	—0,071*kl*	—0,071*kl*	—0,069*kl*
2,377*P*	3,628*P*	3,530*P*	1,209*k*	1,208*k*	1,202*k*
—1,172*P*	—1,787*P*	—1,742*P*	—0,595*k*	—0,595*k*	—0,592*k*
1,205*P*	1,841*P*	1,788*P*	0,614*k*	0,613*k*	0,610*k*
—0,159*Pl*	—0,265*Pl*	—0,223*Pl*	—0,087*kl*	—0,087*kl*	—0,085*kl*
0,073*Pl*	0,121*Pl*	0,102*Pl*	0,040*kl*	0,040*kl*	0,038*kl*
—0,132*Pl*	—0,220*Pl*	—0,186*Pl*	—0,074*kl*	—0,073*kl*	—0,072*kl*
—0,108*Pl*	—0,179*Pl*	—0,152*Pl*	—0,060*kl*	—0,059*kl*	—0,058*kl*
—0,436*P*	—0,727*P*	—0,614*P*	—0,241*k*	—0,240*k*	—0,233*k*
0,232*P*	0,386*P*	0,385*P*	0,127*k*	0,127*k*	0,123*k*
—0,205*P*	—0,341*P*	0,288*P*	—0,114*k*	—0,113*k*	—0,110*k*

Максимальные (минимальные) значения получены при другом варианте нагружения и даны

приведены в табл. 14.12. Последняя позволяет также определять максимальные и минимальные поперечные силы в опорных сечениях и опорные реакции.

Таблица 14.12 включает неразрезные балки с 2, 3, 4 и 5 пролетами.

Таблица является универсальной и позволяет определить изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции от различных типов нагрузок (равномерно распределенной и сосредоточенных сил). Расчет может быть выполнен на вертикальную нагрузку, симметричную относительно середины пролета.

Рис. 14.2. Обозначение сечений и внутренних усилий.

Принятые обозначения сечений и внутренних усилий изображены на рис. 14.2.

Индекс макс, указанный в таблице, обозначает наибольший по абсолютной величине положительный момент или наименьший по абсолютной величине отрицательный момент. Соответственно индекс мин обозначает наибольший по абсолютной величине отрицательный момент или наименьший положительный момент. Такой же смысл имеют индексы макс и мин для поперечных сил.

Значения моментов, поперечных сил и опорных реакций для правой половины балки равны соответствующим значениям для левой половины

Таблица 14.13. **Опорные моменты и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках с консолями**

Число пролетов		2	3	4	2	3	4	Множитель
Опорные моменты	M_0	—1	—1	—1	—1	—1	—1	Pa
	M_1	0,2500	0,2667	0,2678	0,5000	0,2000	0,2858	
	M_2	—	—0,0667	—0,0714	—1	0,2000	—0,1429	
	M_3	—	—	0,0179	—	—1	0,2858	
	M_4	—	—	—	—	—	—1	
Опорные реакции	R_0	$1+1{,}25\frac{a}{l}$	$1+1{,}267\frac{a}{l}$	$1+1{,}268\frac{a}{l}$	$1+1{,}50\frac{a}{l}$	$1+1{,}20\frac{a}{l}$	$1+1{,}286\frac{a}{l}$	P
	R_1	$-1{,}50\frac{a}{l}$	$-1{,}60\frac{a}{l}$	$-1{,}607\frac{a}{l}$	$-3{,}00\frac{a}{l}$	$-1{,}20\frac{a}{l}$	$-1{,}714\frac{a}{l}$	
	R_2	$0{,}25\frac{a}{l}$	$0{,}40\frac{a}{l}$	$0{,}429\frac{a}{l}$	$1+1{,}50\frac{a}{l}$	$-1{,}20\frac{a}{l}$	$0{,}857\frac{a}{l}$	
	R_3	—	$-0{,}067\frac{a}{l}$	$-0{,}107\frac{a}{l}$	—	$1+1{,}20\frac{a}{l}$	$-1{,}714\frac{a}{l}$	
	R_4	—	—	$0{,}018\frac{a}{l}$	—	—	$1+1{,}286\frac{a}{l}$	

балки, взятым при зеркальном расположении нагрузки. При этом для поперечных сил должен быть изменен знак.

Под нагрузкой, условно изображенной жирной линией, можно понимать любую нагрузку из показанных в верхней горизонтальной графе.

Точка 1 для случая равномерно распределенной нагрузки соответствует сечению с наибольшим изгибающим моментом. Для крайних пролетов точка

1 расположена примерно на расстоянии $x = 0,4l$ от крайней опоры, а для средних пролетов — на расстоянии $x = 0,5l$ от опор.

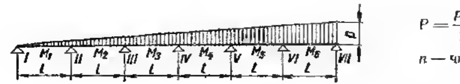
Пример. Определить максимальный изгибающий момент в первом пролете трехпролетной неразрезной балки, нагруженной временной нагрузкой $p = 20$ *т/м*, распределенной по закону треугольника с вершиной в середине пролета. Длина пролета $l = 6,0$ *м*.

Максимальный изгибающий момент в первом пролете трехпролетной балки соответствует нагружению временной нагрузкой первого и третьего пролетов.

По табл. 14.12 находим:

$M_{II\ макс} = 0,136 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 6,0 \cdot 6,0 = 4,9$ *т · м*.

Таблица 14.14. **Изгибающие моменты в равнопролетных неразрезных балках, загруженных треугольной нагрузкой**



$P = \frac{pnl}{2}$;

n — число пролетов

Изгибающие моменты		Число пролетов 2	3	4	5	6	Множитель
Опорные	M_{II}	—0,06250	—0,01480	—0,01115	—0,00650	—0,00467	Pl
	M_{III}	—	—0,05187	—0,01765	—0,01398	—0,00912	
	M_{IV}	—	—	—0,04240	—0,01760	–0,01442	
	M_{V}	–	—	—	—0,03560	—0,01653	
	M_{VI}	—	—	—	—	—0,03060	
Максимальные пролетные	M_1	0,00400	0,00662	0,00254	0,00188	0,00124	
	M_2	0,06700	0,00951	0,00893	0,00482	0,00355	
	M_3	—	0,04683	0,00954	0,00921	0,00569	
	M_4	—	—	0,03605	0,00878	0,00883	
	M_5	—	—	—	0,02929	0,00796	
	M_6	—	—	—	—	0,02467	

Опорные моменты и опорные реакции в равнопролетных неразрезных двух-, трех- и четырехпролетных балках с консолями при нагрузках, приложенных на консолях, могут быть вычислены с помощью табл. 14.13.

Таблица может быть использована не только при действии сосредоточенных сил, но и при любых других нагрузках, расположенных на консолях. В этом случае при вычислении опорных моментов вместо множителя Pa надо принимать $M_к$ (где $M_к$ — момент в сечении 0 от нагрузок, расположенных на консолях). Табл. 14.13 можно применять и для расчета неразрезных балок с числом пролетов больше четырех (см. также табл. 14.15).

Табл. 14.14 позволяет определять опорные и максимальные пролетные моменты в равнопролетных неразрезных балках (с 2—6 пролетами), загруженных треугольной нагрузкой.

В табл. 14.16 приведены ординаты линий влияния изгибающих моментов в сечениях через $^1/_6$ пролета, а также ординаты линий влияния поперечных сил в опорных сечениях для 2-, 3- и 4-пролетных неразрезных балок с равными пролетами.

Для 5-пролетной неразрезной балки приведены полностью линии влияния поперечных сил, опорных реакций и изгибающих моментов (для сечений через $^1/_{10}$ пролета).

Табл. 14.16 может быть использована не только для определения изгибающих моментов, поперечных сил и опорных реакций при действии подвижной нагрузки, но также в случае действия неподвижной нагрузки при

Таблица 14.15. **Опорные изгибающие моменты и опорные реакции в полубесконечной равнопролетной балке от единичного момента $M_0 = 1$ на крайней опоре**

Опорные факторы	0	1	2	3	4	5	6	7	Множитель
Моменты	1,0000	—0,2679	0,0718	—0,0192	0,0051	—0,0014	0,0004	—0,0001	M_0
Реакции	—1,2679	1,6077	—0,4308	0,1154	—0,0309	0,0083	—0,0022	0,0006	$\frac{M_1}{l}$

сложных загружениях, исключающих возможность пользования табл. 14.10 — 14.12.

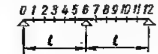
Ординаты линий влияния изгибающих моментов необходимо умножить на величину l.

Данные для определения опорных изгибающих моментов и опорных реакций в равнопролетных неразрезных балках (с 2—5 пролетами, а также в полубесконечной и бесконечной балках) при осадке опор приведены в табл. 14.17 (таблицы Жодзишского).

Эта таблица может быть использована для определения усилий в неразрезных балках от осадки некоторых опор, как-то: при учете разности осадок наружных стен из каменной кладки и внутренних железобетонных стоек и фундаментов в случаях неодновременного возведения опор, для расчета балок на упругих опорах и балочных растверков.

Таблица 14.16. **Ординаты линий влияния M и Q для неразрезных балок**

Двухпролетная неразрезная балка



Ордината	Ординаты линий влияния M в сечениях (множитель l)						Ординаты линий влияния Q_0
	1	2	3	4	5	6	
0	0	0	0	0	0	0	1,0000
1	0,1323	0,0976	0,0632	0,0265	—0,0060	—0,0405	0,7928
2	0,0988	0,1976	0,1298	0,0619	—0,0061	—0,0740	0,5927
3	0,0677	0,1354	0,2031	0,1041	0,0051	—0,0938	0,4062
4	0,0402	0,0803	0,1205	0,1606	0,0340	—0,0926	0,2407
5	0,0172	0,0343	0,0516	0,0687	0,0860	—0,0636	0,1031
6	0	0	0	0	0	0	0
7	—0,0106	—0,0212	—0,0318	—0,0424	—0,0530	—0,0636	—0,0636
8	—0,0154	—0,0309	—0,0463	—0,0617	—0,0772	—0,0926	—0,0926
9	—0,0156	—0,0313	—0,0469	—0,0626	—0,0782	—0,0938	—0,0938
10	—0,0123	—0,0247	—0,0370	—0,0494	—0,0617	—0,0740	—0,0740
11	—0,0068	—0,0135	—0,0203	—0,0270	—0,0338	—0,0405	—0,0405
12	0	0	0	0	0	0	0

Продолжение табл. 14.16

Трехпролетная неразрезная балка

Ордината	Ординаты линий влияния M в сечениях (множитель l)									Ординаты линий влияния Q	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Q_0	Q_6 справа
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,0000	0
1	0,1318	0,0967	0,0618	0,0267	—0,0083	—0,0432	—0,0342	—0,0252	—0,0162	0,7901	0,0540
2	0,980	0,1960	0,1273	0,0585	—0,0102	—0,0790	—0,0625	—0,0461	—0,0296	0,5877	0,0987
3	0,0667	0,1333	0,2000	0,1000	0	—0,1000	—0,0792	—0,0583	—0,0375	0,4000	0,1250
4	0,0391	0,0782	0,1174	0,1565	0,0289	—0,0987	—0,0782	—0,0576	—0,0370	0,2346	0,1234
5	0,0165	0,0329	0,0495	0,0659	0,0826	—0,0677	—0,0536	—0,0395	—0,0254	0,0990	0,0846
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0000 1,0000
7	—0,0095	—0,0190	—0,0285	—0,0379	—0,0474	—0,0569	0,0872	0,0644	0,0418	—0,0569	0,8639
8	—0,0132	—0,0263	—0,0395	—0,0526	—0,0658	—0,0789	0,0364	0,1516	0,1002	—0,0789	0,6913
9	—0,0125	—0,0260	—0,0375	—0,0500	—0,0625	—0,0750	0,0083	0,0917	0,1750	—0,0750	0,5000
10	—0,0090	—0,0181	—0,0271	—0,0362	—0,0462	—0,0643	—0,0028	0,0487	0,1002	—0,0543	0,3087
11	—0,0044	—0,0088	—0,0131	—0,0175	—0,0219	—0,0258	—0,0036	0,0191	0,0418	—0,0263	0,1361
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0,0028	0,0057	0,0085	0,0113	0,0141	0,0169	0,0028	—0,0113	—0,0254	0,0169	—0,0846
14	0,0041	0,0082	0,0123	0,0165	0,0206	0,0247	0,0041	—0,0165	—0,0370	0,0247	—0,1234
15	0,0042	0,0083	0,0125	0,0167	0,0208	0,0250	0,0042	—0,0167	—0,0376	0,0250	—0,1250
16	0,0033	0,0066	0,0099	0,0132	0,0165	0,0197	0,0033	—0,0132	—0,0296	0,0197	—0,0987
17	0,0018	0,0036	0,0054	0,0072	0,0090	0,0108	0.0018	—0,0072	—0,0162	0,0108	—0,540
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Продолжение табл. 14. 16

Четырехпролетная неразрезная балка

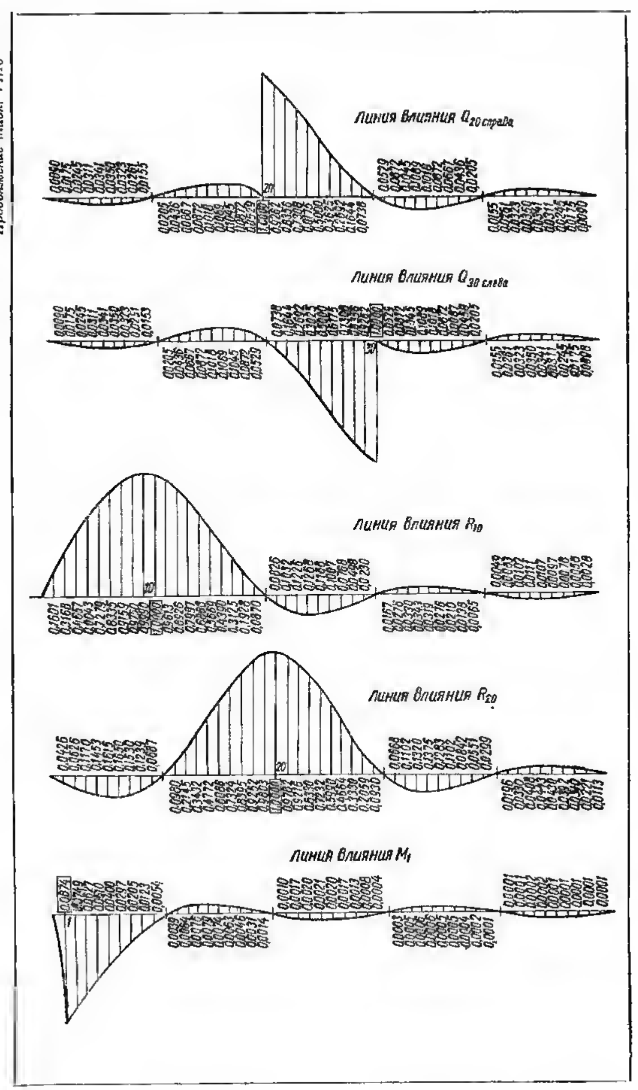
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24

l l l l

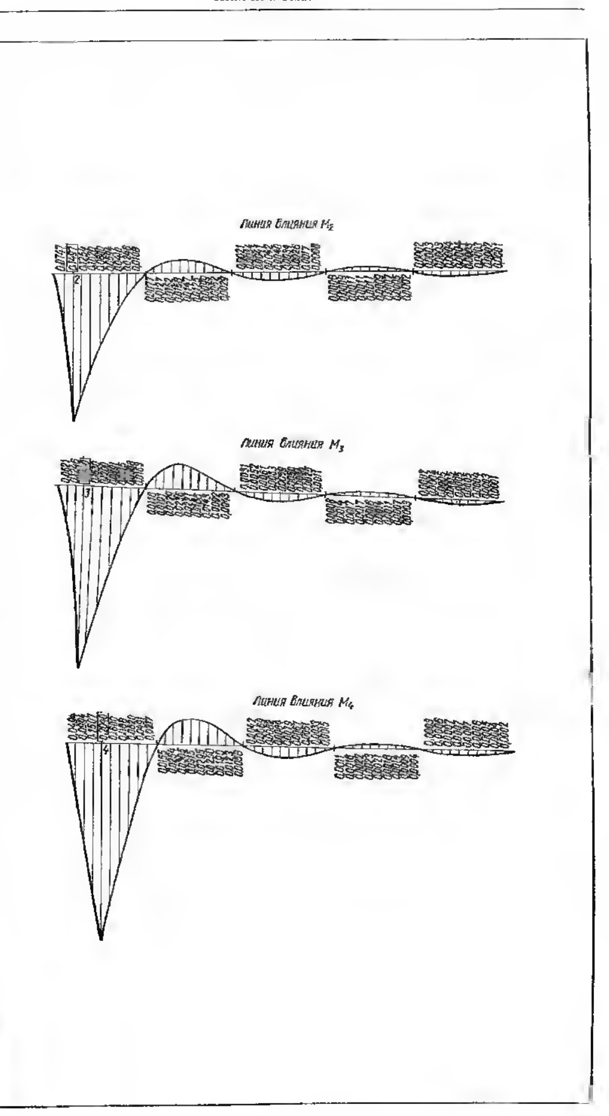
Ордината	Ординаты линий влияния M в сечениях (множитель l)												Ординаты линий влияния Q	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Q_6	Q_6 справа
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,0000	0
1	0,1318	0,0965	0,0617	0,0266	—0,0084	—0,0434	—0,0343	—0,0251	—0,0159	—0,0068	0,0024	0,0116	0,7899	0,0550
2	0,0979	0,1908	0,1271	0,0582	—0,0106	—0,0793	—0,0626	—0,0459	—0,0291	—0,0124	0,0044	0,0212	0,6874	0,1005
3	0,0665	0,1332	0,1998	0,0997	—0,0004	—0,1004	—0,0792	—0,0580	—0,0368	—0,0156	0,0056	0,0268	0,3996	0,1272
4	0,0391	0,0781	0,1172	0,1562	+0,0285	—0,0992	—0,0782	—0,0573	—0,0354	—0,0154	0,0055	0,0265	0,2341	0,1257
5	0,0164	0,0328	0,0494	0,0657	+0,0823	—0,0681	—0,0537	—0,0393	—0,0249	—0,0106	0,0038	0,0182	0,0986	0,0863
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0000 1,0000
7	—0,0094	—0,0188	—0,0283	—0,0377	—0,0471	—0,0565	+0,0672	0,0640	0,0411	0,0179	—0,0051	—0,0281	—0,0565	0,8617
8	—0,0130	—0,0250	—0,0390	—0,0520	—0,0650	—0,0780	+0,0365	0,1509	0,0987	0,0464	—0,0059	—0,0582	—0,0780	0,6865
9	—0,0123	—0,0246	—0,0369	—0,0491	—0,0614	—0,0737	+0,0085	0,0907	0,1730	0,0885	+0,0041	—0,0804	—0,0737	0,4933
10	—0,0088	—0,0176	—0,0265	—0,0353	—0,0441	—0,0629	—0,0026	0,0477	0,0981	0,1483	+0,0318	—0,0846	—0,0529	0,3016
11	—0,0042	—0,0084	—0,0127	—0,0169	—0,0211	—0,0253	—0,0035	0,0183	0,0403	0,0620	+0,0840	—0,0610	—0,0253	0,1310
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0,0026	0,0051	0,0077	0,0102	0,0128	0,0153	0,0026	—0,0101	—0,0229	—0,0356	—0,0483	—0,0610	0,0153	—0,0763
14	0,0035	0,0071	0,0106	0,0141	0,0177	0,0212	0,0036	—0,0141	—0,0317	—0,0493	—0,0670	—0,0846	0,0212	—0,1058
15	0,0034	0,0067	0,0101	0,0134	0,0158	0,0201	0,0034	—0,0134	—0,0302	—0,0469	—0,0637	—0,0804	0,0201	0,1005
16	0,0024	0,0049	0,0073	0,0097	0,0121	0,0145	0,0024	—0,0097	—0,0218	—0,0339	—0,0461	—0,0582	0,0145	—0,0727
17	0,0012	0,0024	0,0035	0,0047	0,0059	0,0070	0,0012	—0,0047	—0,0106	—0,0164	—0,0223	—0,0281	0,0070	—0,0351
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	—0,0008	—0,0015	—0,0023	—0,0030	—0,0038	—0,0045	—0,0008	0,0030	0,0068	0,0106	0,0144	0,0182	—0,0045	0,0227
20	—0,0011	—0,0022	—0,0033	—0,0044	—0,0055	—0,0066	—0,0011	0,0044	0,0099	0,0154	0,0209	0,0265	—0,0066	0,0331
21	—0,0011	—0,0022	—0,0034	—0,0045	—0,0055	—0,0067	—0,0011	0,0045	0,0101	0,0156	0,0212	0,0268	—0,0067	0,0335
22	—0,0009	—0,0018	—0,0026	—0,0035	—0,0044	—0,0053	—0,0009	0,0035	0,0079	0,0123	0,0168	0,0212	—0,0058	0,0265
23	—0,0005	—0,0010	—0,0015	—0,0019	—0,0024	—0,0029	—0,0005	0,0019	0,0043	0,0068	0,0092	0,0116	—0,0029	0,0145
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Линии влияния поперечных сил, опорных реакций и изгибающих моментов для пятипролетной неразрезной балки

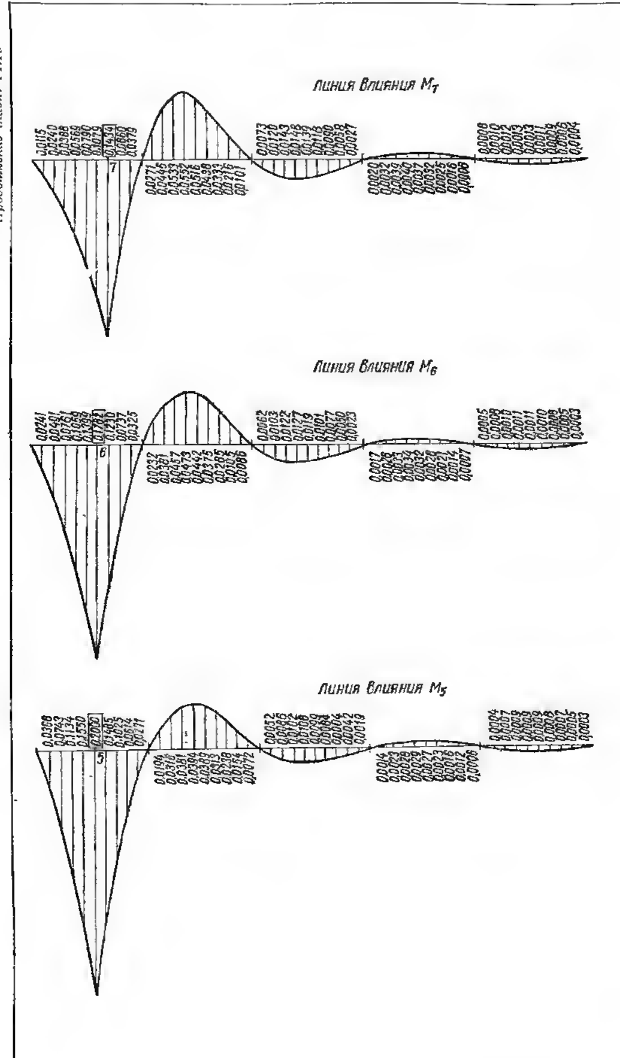
Продолжение табл. 14.16



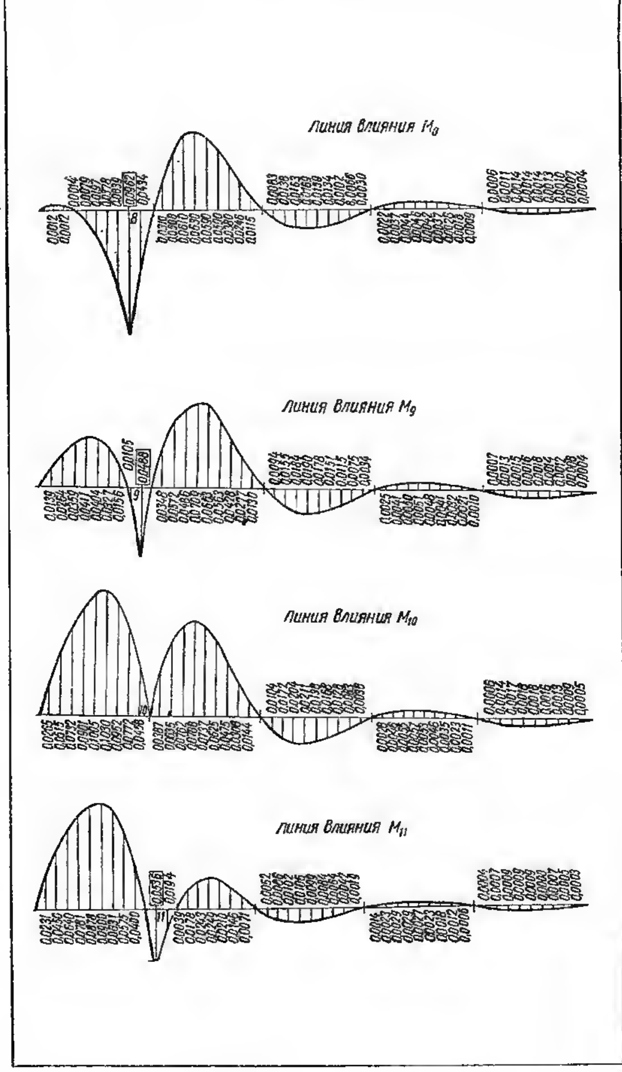
Продолжение табл. 14.16

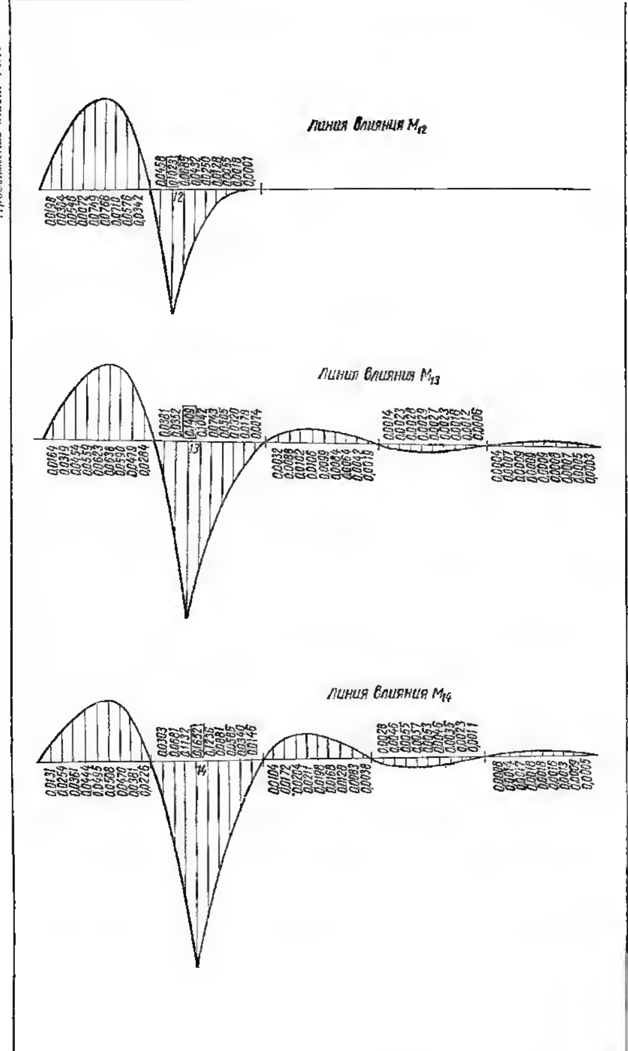


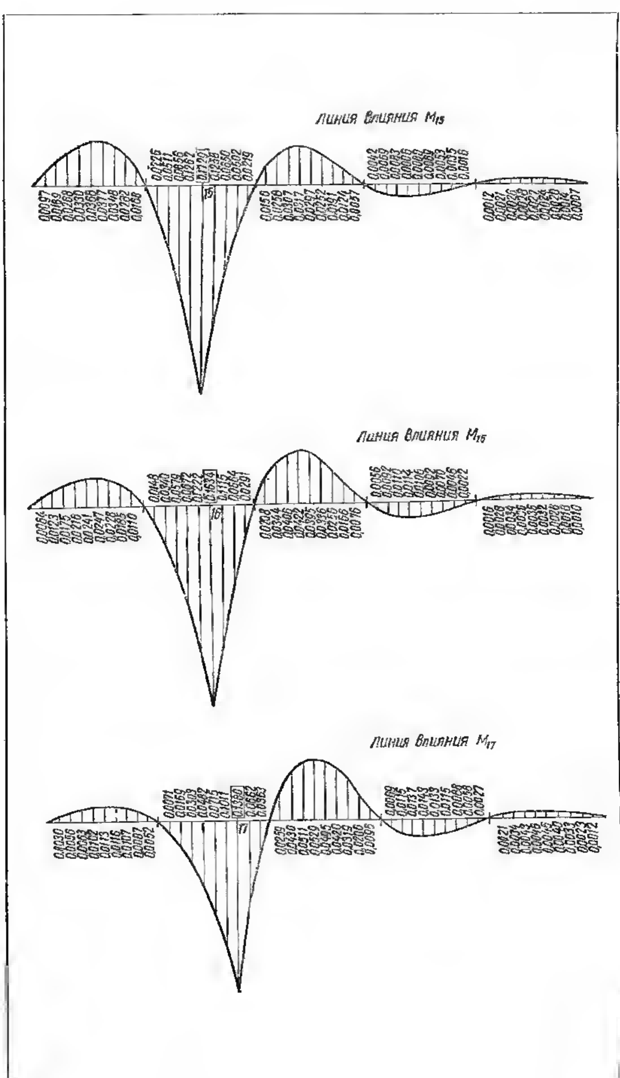
Продолжение табл. 14.16



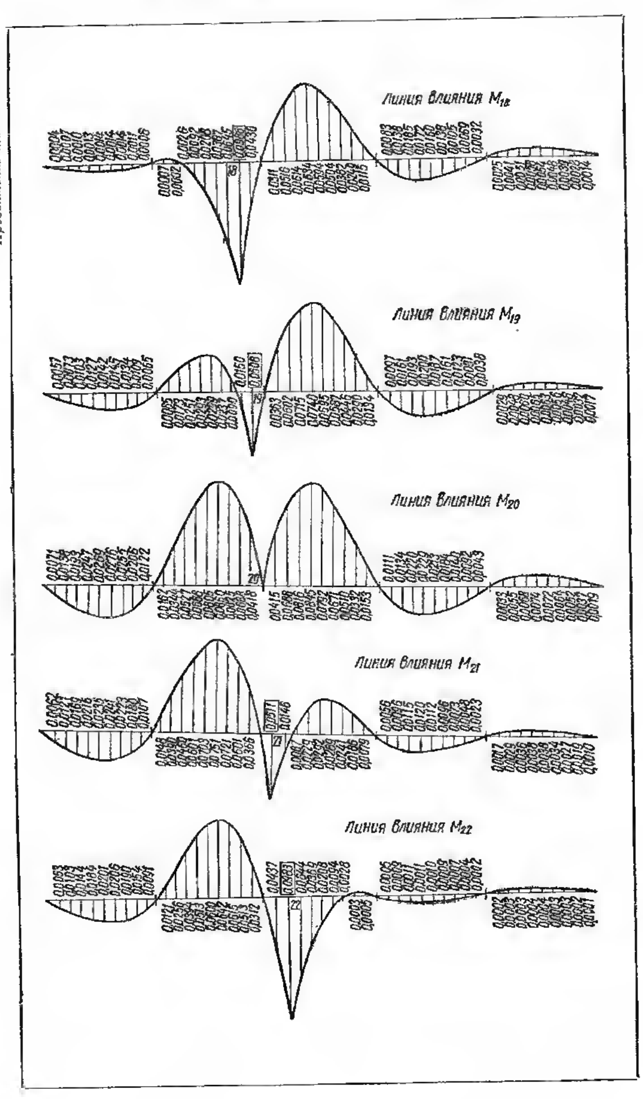
Продолжение табл. 14.16




Продолжение табл. 14.16
Линия влияния M_{12}
0,0458 0,1023 0,0687 0,0432 0,0250 0,0128 0,0055 0,0018 0,0001
12
0,0198 0,0364 0,0546 0,0672 0,0749 0,0768 0,0710 0,0576 0,0342
Линия влияния M_{13}
0,0381 0,0352 0,1409 0,1042 0,0743 0,0505 0,0320 0,0178 0,0074
0,0014 0,0023 0,0028 0,0029 0,0027 0,0023 0,0018 0,0012 0,0006
13
0,0164 0,0319 0,0454 0,0559 0,0623 0,0636 0,0590 0,0479 0,0284
0,0032 0,0086 0,0102 0,0106 0,0099 0,0084 0,0064 0,0042 0,0019
0,0004 0,0007 0,0009 0,0009 0,0009 0,0008 0,0007 0,0005 0,0003
Линия влияния M_{14}
0,0303 0,0681 0,1137 0,1632 0,1236 0,0881 0,0585 0,0340 0,0146
0,0028 0,0046 0,0057 0,0057 0,0053 0,0046 0,0036 0,0023 0,0011
14
0,0131 0,0254 0,0361 0,0444 0,0495 0,0508 0,0470 0,0381 0,0226
0,0104 0,0172 0,0204 0,0211 0,0198 0,0168 0,0128 0,0083 0,0038
0,0008 0,0014 0,0017 0,0018 0,0018 0,0016 0,0013 0,0009 0,0005


Продолжение табл. 14.16
Линия влияния M15
15
Линия влияния M16
16
Линия влияния M17
17

Продолжение табл. 14.15



Продолжение табл. 14.16

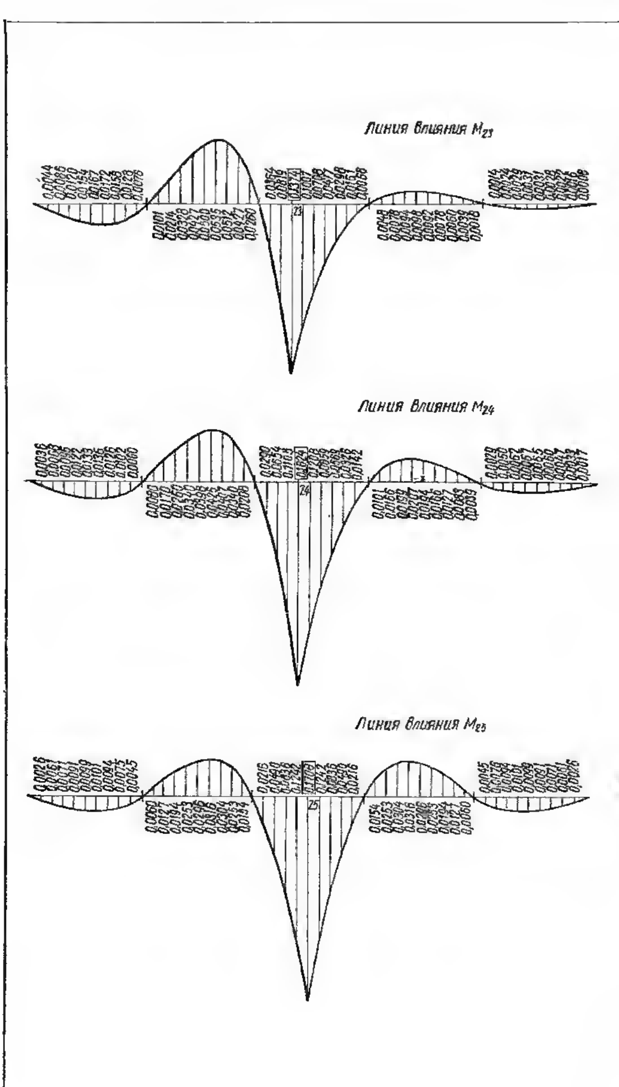


Таблица 14.17. **Опорные изгибающие моменты и опорные реакции в равнопролетных неразрезных балках при осадке опор**

Двухпролетная балка

Смещения	Опорные моменты	Опорные реакции		
	1	0	1	2
$\Delta_0=1$	−1,5000	−1,5000	3,0000	−1,5000
$\Delta_1=1$	3,0000	3,0000	−6,0000	3,0000
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$	$\frac{EJ}{l^3}\Delta$		

Трехпролетная балка

Смещения	Опорные моменты		Опорные реакции			
	1	2	0	1	2	3
$\Delta_0=1$	−1,6000	0,4000	−1,6000	3,0000	−2,4000	0,4000
$\Delta_1=1$	3,6000	−2,4000	3,6000	−9,0000	8,4000	−2,4000
$\Delta_0=1$, $\Delta_3=1$	−1,2000	−1,2000	−1,2000	1,2000	1,2000	−1,2000
$\Delta_0=1$, $\Delta_3=-1$	−2,0000	2,0000	−2,0000	6,0000	−6,0000	2,0000
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$		$\frac{EJ}{l^3}\Delta$			

Продолжение табл. 14.17

Четырехпролетная балка

Смещения (схема: опоры 0, 1, 2, 3, 4; пролеты l)	Опорные моменты			Опорные реакции				
	1	2	3	0	1	2	3	4
$\Delta_0=1$	—1,6071	0,4286	—0,1071	—1,6071	3,0428	—2,5714	0,6428	—0,1071
$\Delta_1=1$	3,0428	—2,5714	0,6428	3,0428	—9,8571	9,4285	—3,8571	0,0428
$\Delta_2=1$	—2,5714	4,2857	—2,5714	—2,5714	9,4285	—13,7142	9,4285	—2,5714
$\Delta_1=1$, $\Delta_3=1$	4,2857	—5,1428	4,2857	4,2857	—13,7142	18,8571	—13,7142	4,2857
$\Delta_0=1$, $\Delta_4=1$	—1,7143	0,8571	—1,7143	—1,7143	4,2857	—5,1428	4,2857	—1,7143
$\Delta_0=1$, $\Delta_4=-1$	—1,5000	0	1,5000	—1,5000	3,0000	0	—3,0000	1,5000
$\Delta_1=1$, $\Delta_3=-1$	3,0000	0	—3,0000	3,0000	—6,0000	0	6,0000	—3,0000
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$			$\frac{EJ}{l^3}\Delta$				

Продолжение табл. 14.17

Пятипролетная балка

0 1 2 3 4 5 (l l l l l)	Опорные моменты				Опорные реакции					
Смещения	1	2	3	4	0	1	2	3	4	5
$\Delta_0=1$	−1,6076	0,4306	−0,1148	0,0287	−1,6076	3,6459	−2,5837	0,6890	−0,1723	0,0287
$\Delta_1=1$	3,6459	−2,5837	0,6890	−0,1722	3,6459	−9,8755	9,5023	−4,1340	1,0335	−0,1722
$\Delta_2=1$	−2,5837	4,3349	−2,7550	0,6890	−2,5837	9,5023	−14,0095	10,5359	−4,1340	0,6890
$\Delta_0=1$ $\Delta_5=1$	−1,5789	0,3158	0,3158	−1,5789	−1,5789	3,4736	−1,8947	−1,8947	3,4736	−1,5789
$\Delta_1=1$ $\Delta_4=1$	3,4736	−1,8947	−1,8947	3,4736	3,4736	−8,8420	5,3684	5,3684	8,8420	3,4736
$\Delta_2=1$ $\Delta_3=1$	−1,8947	1,5789	1,5789	−1,8947	−1,8947	5,3683	−3,4736	3,4736	5,3683	−1,8947
$\Delta_0=1$ $\Delta_5=-1$	−1,6363	0,5454	−0,5454	1,6363	−1,6363	3,8181	−3,2727	3,2727	−3,8181	1,6363
$\Delta_1=1$ $\Delta_4=-1$	3,8181	−3,2727	3,2727	−3,8181	3,8181	−10,9090	13,6363	−13,6363	10,9090	−3,8181
$\Delta_2=1$ $\Delta_3=-1$	−3,2727	6,1909	−6,1909	3,2727	−3,2727	13,6363	−24,5454	24,5454	−13,6363	3,2727
Множитель	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$				$\frac{EJ}{l^3}\Delta$					

Продолжение табл. 14. 17

Полубесконечная балка

Опорные моменты

Множитель $\frac{EJ}{l^2}\Delta$

Смещения	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$\Delta_0 = 1$	−1,6078	0,4308	−0,1154	0,0309	−0,0083	0,0022	−0,0006	0,0001	—	—	—	—
$\Delta_1 = 1$	3,6462	−2,5848	0,6926	−0,1856	0,0497	−0,0133	0,0036	−0,0010	0,0003	—	—	—
$\Delta_2 = 1$	−2,5848	4,3388	−2,7704	0,7423	−0,1989	0,0533	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,0003	—	—
$\Delta_3 = 1$	0,6926	−2,7704	4,3885	−2,7837	0,7459	−0,1998	0,0536	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,0003	—
$\Delta_4 = 1$	−0,1856	0,7423	−2,7837	4,3921	−2,7846	0,7462	−0,1999	0,0536	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,0003

Опорные реакции

Множитель $\frac{EJ}{l^3}\Delta$

Смещения	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$\Delta_0 = 1$	−1,6078	3,6462	−2,5848	0,6926	−0,1856	0,0497	−0,0133	0,0035	−0,0008	—	—	—
$\Delta_1 = 1$	3,6462	−9,8772	9,5084	−4,1556	1,1135	−0,2983	0,0799	−0,0215	0,0059	−0,0016	—	—
$\Delta_2 = 1$	−2,5848	9,5084	−14,0328	10,6219	−4,4539	1,1934	−0,3198	0,0857	−0,0229	0,0061	−0,0016	—
$\Delta_3 = 1$	0,6926	−4,1556	10,6219	−14,3511	10,7018	−4,4753	1,1991	−0,3213	0,0860	−0,0229	0,0061	−0,0016
$\Delta_4 = 1$	−0,1856	1,1135	−4,4539	10,7018	−14,3525	10,7075	−4,4769	1,1996	−0,3214	0,0860	−0,0229	0,0061

Бесконечная балка

Единичная просадка $\Delta_1 = 1$ первой (условно) опоры

Опорные факторы	1	2 (−2)	3 (−3)	4 (−4)	5 (−5)	6 (−6)	7 (−7)	8 (−8)	9 (−9)	Множитель
Моменты	4,3924	−2,7847	0,7462	−0,1999	0,0536	−0,0143	0,0038	−0,0010	0,000	$\frac{EJ}{l^2}\Delta$
Реакция	−14,3542	10,7080	−4,4770	1,1996	−0,3214	0,0861	−0,0231	0,0066	−0,0016	$\frac{EJ}{l^3}\Delta$

Неравнопролетные плиты и балки

Формулы для расчета неравнопролетных неразрезных балок с 2, 3, 4 и 5 пролетами, позволяющие определить опорные изгибающие моменты, приведены в табл. 14.18. По ним могут быть получены решения для четырех видов нагрузки, приведенных в табл. 14.20.

Таблица 14.18. **Опорные моменты неравнопролетных неразрезных балок**

Схема балки	Опорные моменты	Значения опорных моментов
A B C; l_1 l_2	M_B	$-\frac{1}{K_1}N_1$
A B C D; l_1 l_2 l_3	M_B	$-\frac{K_2}{K_3}N_1+\frac{l_2}{K_3}N_2$
	M_C	$\frac{l_2}{K_3}N_1-\frac{K_1}{K_3}N_2$
A B C D E; l_1 l_2 l_3 l_4	M_B	$-\frac{K_5}{K_6}N_1+\frac{K_3l_2}{K_6}N_2-\frac{l_2l_3}{K_6}N_3$
	M_C	$\frac{K_3l_2}{K_6}N_1-\frac{K_3K_1}{K_6}N_2+\frac{K_1l_3}{K_6}N_3$
	M_D	$-\frac{l_2l_3}{K_6}N_1+\frac{K_1l_3}{K_6}N_2-\frac{K_4}{K_6}N_3$
A B C D E F; l_1 l_2 l_3 l_4 l_5	M_B	$-\frac{K_7}{K_9}N_1+\frac{K_6l_2}{K_9}N_2-\frac{K_4l_2l_3}{K_9}N_3+\frac{l_2l_3l_4}{K_9}N_4$
	M_C	$\frac{K_6l_2}{K_9}N_1-\frac{K_1K_6}{K_9}N_2+\frac{K_1K_4l_3}{K_9}N_3-\frac{K_1l_3l_4}{K_9}N_4$
	M_D	$-\frac{K_4l_2l_3}{K_9}N_1+\frac{K_1K_4l_3}{K_9}N_2-\frac{K_5K_4}{K_9}N_3+\frac{K_5l_4}{K_9}N_4$
	M_E	$\frac{l_2l_3l_4}{K_9}N_1-\frac{K_1l_3l_4}{K_9}N_2+\frac{K_5l_4}{K_9}N_3-\frac{K_8}{K_9}N_4$

Таблица 14.19. **Значения коэффициентов** K

Коэффициент	Количество пролетов			
	2	3	4	5
K_1	$2(l_1+l_2)$	$2(l_1+l_2)$	$2(l_1+l_2)$	$2(l_1+l_2)$
K_2	—	$2(l_2+l_3)$	$2(l_2+l_3)$	$2(l_2+l_3)$
K_3	—	$K_1K_2-l_2^2$	$2(l_3+l_4)$	$2(l_3+l_4)$
K_4	—	—	$K_1K_2-l_2^2$	$2(l_4+l_5)$
K_5	—	—	$K_2K_3-l_3^2$	$K_1K_2-l_2^2$
K_6	—	—	$K_3K_4-K_1l_3^2$	$K_3K_4-l_4^2$

Продолжение таблицы 14.19. **Значения коэффициентов** K

Коэффициент	Количество пролетов			
	2	3	4	5
K_7	—	—	—	$K_2K_6-K_4l_3^2$
K_8	—	—	—	$K_3K_5-K_1l_3^2$
K_9	—	—	—	$K_5K_6-K_1K_4l_3^2$

Таблица 14.20. **Грузовые члены** N

Грузовые члены	Схема нагружения			
	q; l	P; $l/2$, $l/2$	P', P; $l/3$, $l/3$, $l/3$	P, P, P; $l/4$, $l/4$, $l/4$, $l/4$
N_1	$\frac{q_1l_1^3+q_2l_2^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_1l_1^2+P_2l_2^2)$	$\frac{2}{3}(P_1l_1^2+P_2l_2^2)$	$\frac{15}{16}(P_1l_1^2+P_2l_2^2)$
N_2	$\frac{q_2l_2^3+q_3l_3^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_2l_2^2+P_3l_3^2)$	$\frac{2}{3}(P_2l_2^2+P_3l_3^2)$	$\frac{15}{16}(P_2l_2^2+P_3l_3^2)$
N_3	$\frac{q_3l_3^3+q_4l_4^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_3l_3^2+P_4l_4^2)$	$\frac{2}{3}(P_3l_3^2+P_4l_4^2)$	$\frac{15}{16}(P_3l_3^2+P_4l_4^2)$
N_4	$\frac{q_4l_4^3+q_5l_5^3}{4}$	$\frac{3}{8}(P_4l_4^2+P_5l_5^2)$	$\frac{2}{3}(P_4l_4^2+P_5l_5^2)$	$\frac{15}{16}(P_4l_4^2+P_5l_5^2)$

Загружению можно подвергнуть все пролеты, несколько или каждый пролет в отдельности. Значения коэффициентов K и грузовых членов N приведены в табл. 14.19 и 14.20.

Пролетные изгибающие моменты и поперечные силы можно определить, пользуясь табл. 14.1, 14.4—14.8.

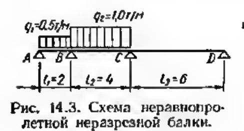


Рис. 14.3. Схема неравнопролетной неразрезной балки.

Пример. Определить значения опорных моментов M_B и M_C в балке, изображенной на рис. 14.3.

По табл. 14.20 определяем значения грузовых членов:

$$N_1=\frac{q_1l_1^3+q_2l_2^3}{4}=\frac{0{,}5\cdot 2^3+1{,}0\cdot 4^3}{4}=17{,}0;$$

$$N_2=\frac{q_2l_2^3}{4}=\frac{1{,}0\cdot 4^3}{4}=16{,}0.$$

По табл. 14.19 определяем значения коэффициентов

$$K_1=2(l_1+l_2)=2(2+4)=12;$$

$$K_2=2(l_2+l_3)=2(4+6)=20;$$

$$K_3=K_1K_2-l_2^2=12\cdot 20-4^2=224.$$

Искомые значения опорных моментов находим по формулам табл. 14.18:

$$M_B=-\frac{K_2}{K_3}N_1+\frac{l_2}{K_3}N_2=-\frac{20}{224}\cdot 17+\frac{4}{224}\cdot 16=-1{,}23\,т.м;$$

$$M_C=\frac{l_2}{K_3}N_1-\frac{K_1}{K_3}N_2=\frac{4}{224}\cdot 17-\frac{12}{224}\cdot 16=-0{,}55\,т.м.$$

НЕРАЗРЕЗНЫЕ БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ ПЛИТЫ (РАСЧЕТ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ)

Расчет неразрезных балок и балочных плит рекомендуется выполнять по методу предельного равновесия с учетом перераспределения усилий вследствие развития неупругих деформаций материалов и образования трещин. Условия, при которых возможен расчет железобетонных конструкций по методу предельного равновесия, изложены в разделе I.

В табл. 14.21 и на рис. 14.4 приведены данные для построения огибающих эпюр изгибающих моментов в равнопролетных второстепенных балках,

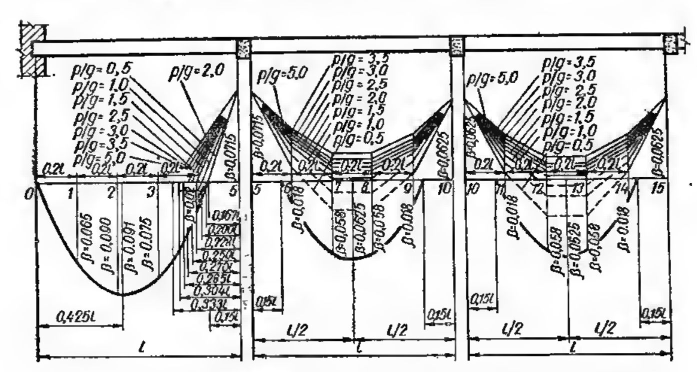


Рис. 14.4. Огибающие эпюры изгибающих моментов в неразрезной второстепенной балке.

загруженных равномерно распределенной постоянной нагрузкой g и равномерной полезной нагрузкой p при соотношениях p/g от 0,5 до 5,0.

Изгибающие моменты вычисляются по формуле

$$M = \beta (g + p) l^2.$$

Значения коэффициентов β для определения ординат пролетных положительных изгибающих моментов и опорных отрицательных моментов приведены на рис. 14.4. Значения коэффициентов β для определения ординат пролетных отрицательных моментов приведены в табл. 14.21.

Таблица 14.21. Значения коэффициентов β для определения ординат отрицательных моментов в средних пролетах балок в зависимости от соотношения полезной и постоянной нагрузок p/g

p/g	Номер точки									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	−0,010	+0,022	+0,024	−0,004	−0,0625	−0,003	+0,028	+0,028	−0,003	−0,0625
1,0	−0,020	+0,016	+0,009	−0,014	−0,0625	−0,013	+0,013	+0,013	−0,013	−0,0625
1,5	−0,026	−0,003	0	−0,020	−0,0625	−0,019	−0,004	+0,004	−0,019	−0,0625
2,0	−0,030	−0,009	−0,006	−0,024	−0,0625	−0,023	−0,003	−0,003	−0,023	−0,0625
2,5	−0,033	−0,012	−0,009	−0,027	−0,0625	−0,025	−0,006	−0,006	−0,025	−0,0625
3,0	−0,035	−0,016	−0,014	−0,029	−0,0625	−0,028	−0,010	−0,010	−0,023	−0,0625
3,5	−0,037	−0,019	−0,017	−0,031	−0,0625	−0,029	−0,013	−0,013	−0,029	−0,0625
4,0	−0,038	−0,021	−0,018	−0,032	−0,0625	−0,030	−0,015	−0,015	−0,030	−0,0625
4,5	−0,039	−0,022	−0,020	−0,033	−0,0625	−0,032	−0,016	−0,016	−0,032	−0,0625
5,0	−0,040	−0,024	−0,021	−0,034	−0,0625	−0,033	−0,018	−0,018	−0,033	−0,0625

Пользуясь табл. 14.22, можно определить значения опорных моментов и максимального момента в пролете. Кроме того, с помощью табл. 14.22

можно определять опорные моменты при заданном максимальном пролетном и при заданных опорных моментах определять максимальный момент в пролете. Один из опорных моментов может быть равен нулю, что соответствует шарнирному опиранию.

При равенстве нулю левого опорного момента (шарнирное опирание на левой опоре) следует принять $n_{лев} = \infty$; при равенстве нулю правого опорного момента (шарнирное опирание на правой опоре) следует принять $n_{пр} = \infty$.

Таблица 14.22. **Коэффициенты n_x для определения максимальных пролетных моментов в неразрезных плитах и балках, загруженных равномерной нагрузкой при заданных опорных моментах**

$$M_{пр} = \frac{(g+p)l^2}{n_{пр}};$$

$$M_{л} = \frac{(g+p)l^2}{n_{лев}};$$

$$M_x^{макс} = \frac{(g+p)l^2}{n_x}.$$

$n_{пр}$	$n_{лев}$																	
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	∞
∞	14,2	13,0	12,5	11,9	11,5	11,2	11,0	10,7	10,4	10,3	10,1	10,0	9,9	9,8	9,7	9,6	9,5	8,0
24	22,2	19,6	18,0	17,0	15,8	15,1	14,6	14,1	13,7	13,3	13,1	12,9	12,6	12,5	12,3	12,1	12,0	9,5
23	22,7	20,0	18,2	17,1	16,1	15,3	14,8	14,3	13,9	13,5	13,2	13,1	12,8	12,6	12,4	12,2	12,1	9,6
22	23,2	20,4	18,5	17,2	16,3	15,6	14,9	14,5	14,0	13,7	13,4	13,2	13,0	12,8	12,6	12,4	12,3	9,7
21	23,8	21,0	18,9	17,7	16,6	15,9	15,2	14,7	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	12,9	12,8	12,6	12,5	9,8
20		21,7	19,6	18,2	17,0	16,2	15,5	15,0	14,6	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	13,0	12,8	12,6	9,9
19		22,6	20,1	18,7	17,3	16,6	16,0	15,3	14,8	14,4	14,1	13,8	13,6	13,3	13,2	13,1	12,9	10,0
18		23,3	20,6	19,2	17,8	17,0	16,2	15,6	15,1	14,8	14,4	14,1	13,9	13,6	13,4	13,2	13,1	10,1
17		24,0	21,6	19,8	18,5	17,5	16,8	16,1	15,6	15,1	14,8	14,4	14,3	13,9	13,7	13,5	13,3	10,3
16			22,6	20,6	19,1	18,2	17,3	16,5	16,0	15,6	15,1	14,8	14,6	14,3	14,0	13,9	13,7	10,4
15			23,8	21,7	20,0	18,8	18,0	17,1	16,5	16,1	15,6	15,3	15,0	14,7	14,5	14,3	14,1	10,7
14				22,8	21,3	19,6	18,7	18,0	17,3	16,8	16,2	16,0	15,5	15,2	14,9	14,8	14,6	11,0
13				23,4	22,2	20,8	19,6	18,8	18,2	17,5	17,0	16,6	16,2	15,9	15,6	15,3	15,1	11,2
12					24,0	22,2	21,3	20,0	19,1	16,5	17,8	17,3	17,0	10,6	16,3	16,1	15,8	11,5
11						23,4	22,8	21,7	20,6	19,8	19,2	18,7	18,2	17,7	17,2	17,1	17,0	11,9
10								23,8	22,0	21,6	20,6	20,1	19,6	18,9	18,5	18,2	18,0	12,5
9										24,0	23,3	22,6	21,7	21,0	20,4	20,0	19,6	13,0
8														23,8	23,2	22,7	22,2	14,2

Табл. 14.22 удобно пользоваться при расчете методом предельного равновесия многопролетных неравнопролетных плит и второстепенных балок.

Указания по расчету методом предельного равновесия главных неразрезных балок и неразрезных балок с неравными пролетами приведены в разделе I.

ЛИТЕРАТУРА

К РАСЧЕТУ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПЛИТ И БАЛОК

Блейх Ф. Стальные конструкции. Т. I. М., Госстройиздат, 1938.

Железобетонные подкрановые балки под мостовые краны. Проектно-расчетная инструкция. Раздел VI, серия 622. М., Промстройпроект, 1940.

Жодзишский И. Л. Расчет балочных ростверков методом последовательных приближений. НИИС. Сб. трудов. Вып. 3. М., Машстройиздат, 1950.

Иванов В. Р., Никитин Г. В. Справочник по строительной механике. Т. I. Л., «Кубуч», 1934.

Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и балочных перекрытий. ЦНИПС. М., Объединенное научно-техническое издательство, 1938.

Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. Изд. II. НИИЖБ. М., Госстройиздат, 1961.
Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Госстройиздат, 1964.
Линович Л. Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев, «Будiвельник», 1972.
Ротшильд А. З. Таблицы и формулы для расчета неразрезных балок. М., Гостехиздат, 1931.
Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. М., Госстройиздат, 1960.
Справочник проектировщика промышленных сооружений. Т. II. Расчетно-теоретический. Промстройпроект. М., Госстройиздат, 1934.
Инженерные сооружения (справочник). Т. I. М., Машстройиздат, 1950.
Уманский А. А. Специальный курс строительной механики. Ч. I. М., Госстройиздат, 1935.

ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

Однопролетные балки

В табл. 14.23—14.26 приведены ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в однопролетных подкрановых балках от нормативных вертикальных нагрузок без учета собственного веса балок и конструкции подкранового пути. Таблицы составлены для балок пролетами 6,0 и 12,0 *м* под стандартные краны грузоподъемностью 5,0—50,0 *т*.

Данные табл. 14.23—14.26 позволяют вычислить ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях, расположенных через $^1/_6$ пролета балки (рис. 14.5).

В случаях, не предусмотренных табл. 14.23—14.26, ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил можно определять с помощью табл. 14.27.

Табл. 14.27 содержит ординаты эпюр изгибающих моментов и поперечных сил от собственного веса балки в виде равномерно распределенной нагрузки (M_g и Q_g) и ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов ($M_к$) и поперечных сил ($Q_{к.макс}$ и $Q_{к.мин}$) от крановой нагрузки.

Рис. 14.5. Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в подкрановых балках пролетом 6,0 и 12,0 *м*.

Окончательные значения внутренних усилий определяются по формулам:
изгибающие моменты

$$M = M_g + M_к;$$

поперечные силы

$$Q_{макс} = Q_g + Q_{к.макс};$$

$$Q_{мин} = Q_g + Q_{к.мин}.$$

Давление, передаваемое балкой на колонну (опору):
на крайней опоре

$$R_{кр} = 0{,}5gl + k_0P_1;$$

на средней опоре

$$R_{ср} = 1{,}0gl + k_RP_1.$$

Значения коэффициентов k, k_0, k_6 и k_R для расчета однопролетных балок под один кран приведены в табл. 14.28.

Значения коэффициентов k, k_0, k_6 и k_R для расчета однопролетных балок под два крана приведены в табл. 14.29.

Таблица 14.23. **Ординаты огибающих эпюр M и Q от одного крана в подкрановых балках $L = 6{,}0$ м**

Грузоподъемность крана, т	Пролет крана, м	Ординаты огибающей эпюры моментов, т · м			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, т			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
При среднем режиме работы								
5	11 (10,5)	7,2	9,9	9,9	9,8	7,4	5,1	3,5
	14 (13,5)	7,7	10,6	10,6	10,5	8,0	5,5	3,8
	17 (16,5)	8,4	11,6	11,6	11,5	8,7	6,0	4,1
	23 (22,5)	8,1	13,0	14,7	11,5	8,4	6,7	5,1
	29 (28,5)	9,3	14,8	16,7	13,1	9,6	7,7	5,8
10	11 (10,5)	10,1	14,8	16,7	14,3	10,4	7,7	5,8
	14 (13,5)	10,6	15,5	17,4	14,9	10,9	8,0	6,0
	17 (16,5)	11,0	16,1	18,1	15,5	11,4	8,3	6,3
	23 (22,5)	12,8	18,7	21,0	18,0	13,2	9,7	7,3
	29 (28,5)	13,7	21,9	24,7	19,4	14,2	11,3	8,5
15	11 (10,5)	12,8	18,7	21,0	18,0	13,2	9,7	7,3
	14 (13,5)	13,6	20,0	22,5	19,2	14,1	10,3	7,8
	17 (16,5)	14,5	21,3	23,9	20,5	15,0	11,0	8,3
	23 (22,5)	16,3	23,8	26,8	23,0	16,8	12,3	9,3
	29 (28,5)	16,9	27,1	30,5	23,9	17,5	14,0	10,5
15/3	11 (10,5)	13,6	20,0	22,5	19,2	14,1	10,3	7,8
	14 (13,5)	14,5	21,3	23,9	20,5	15,0	11,0	8,3
	17 (16,5)	15,4	22,5	25,4	21,7	15,9	11,7	8,8
	23 (22,5)	16,7	24,5	27,6	23,6	17,3	12,7	9,5
	29 (28,5)	17,7	28,3	31,9	25,0	18,3	14,7	11,0
20/5	11 (10,5)	15,4	22,5	25,4	21,7	15,9	11,7	8,8
	14 (13,5)	16,3	23,8	26,8	23,0	16,8	12,3	9,3
	17 (16,5)	17,1	25,1	28,3	24,2	17,7	13,0	9,8
	23 (22,5)	19,3	28,3	31,9	27,3	20,0	14,7	11,0
	29 (28,5)	20,6	32,8	37,0	29,	21,2	17,0	12,8
30/5	11 (10,5)	20,6	32,8	37,0	28,6	21,2	17,0	12,8
	14 (13,5)	21,8	34,8	39,2	30,3	22,5	18,0	13,5
	17 (16,5)	22,6	36,1	40,6	31,4	23,3	18,7	14,0
	23 (22,5)	25,4	40,6	45,7	35,3	26,2	21,0	15,8
	29 (28,5)	27,8	44,4	50,0	38,7	28,7	23,0	17,3
50/10	11 (10,5)	29,4	47,0	52,9	40,0	30,4	24,4	18,3
	14 (13,5)	32,2	51,5	58,0	43,8	33,3	26,7	20,0
	17 (16,5)	34,3	54,7	61,6	46,5	35,4	28,4	21,3
	23 (22,5)	37,5	59,9	67,4	50,9	38,7	31,0	23,3
	29 (28,5)	39,5	63,1	71,1	53,7	40,8	32,7	24,5
При тяжелом режиме работы крана								
5	11 (10,5)	7,8	10,7	10,8	10,6	8,1	5,6	3,8
	14 (13,5)	8,3	11,4	11,5	11,3	8,6	5,9	4,1
	17 (16,5)	9,1	12,4	12,4	12,3	9,4	6,4	4,4
	23 (22,5)	8,6	13,8	15,5	12,2	8,9	7,1	5,4
	29 (28,5)	9,8	15,6	17,6	13,8	10,1	8,1	6,1
10	11 (10,5)	11,0	16,1	18,1	15,5	11,4	8,3	6,3
	14 (13,5)	11,4	16,7	18,9	16,1	11,8	8,7	6,5
	17 (16,5)	11,9	17,4	19,6	16,8	12,3	9,0	6,8
	23 (22,5)	13,2	19,3	21,8	18,6	13,6	10,0	7,5
	29 (28,5)	14,1	22,5	25,4	19,9	14,6	11,7	8,8
15	11 (10,5)	13,2	19,3	21,8	18,6	13,6	10,0	7,5
	14 (13,5)	14,1	20,6	23,2	19,9	14,5	10,7	8,0
	17 (16,5)	14,5	21,3	23,9	20,5	15,0	11,0	8,3
	23 (22,5)	16,3	23,8	26,8	23,0	16,8	12,3	9,3
	29 (28,5)	17,3	27,7	31,2	24,5	17,9	14,3	10,8

Продолжение табл. 14.23

Грузоподъемность крана, *т*	Пролет крана, *м*	Ординаты огибающей эпюры моментов, *т · м*			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, *т*			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
15/3	11 (10,5)	14,1	20,6	23,2	19,9	14,5	10,7	8,0
	14 (13,5)	14,9	21,9	24,7	21,1	15,4	11,3	8,5
	17 (16,5)	15,8	23,2	26,1	22,3	16,3	12,0	9,0
	23 (22,5)	17,6	25,8	29,0	24,8	18,2	13,3	10,0
	29 (28,5)	18,5	28,3	33,4	26,2	19,2	15,3	11,5
20/5	11 (10,5)	16,3	23,8	26,8	23,0	16,8	12,3	9,3
	14 (13,5)	17,1	25,1	28,3	24,2	17,7	13,0	9,8
	17 (16,5)	18,0	26,4	29,7	25,4	18,6	13,7	10,3
	23 (22,5)	20,2	29,6	33,4	28,5	20,9	15,3	11,5
	29 (28,5)	21,0	33,5	37,7	29,6	21,7	17,3	13,0
30/5	11 (10,5)	20,6	32,8	37,0	28,6	21,2	17,0	12,8
	14 (13,5)	22,2	35,4	39,9	30,8	22,9	18,3	13,8
	17 (16,5)	23,8	38,0	42,8	33,1	24,6	19,7	14,8
	23 (22,5)	26,2	41,9	47,1	36,4	27,1	21,7	16,3
	29 (28,5)	28,6	45,7	51,5	39,8	29,6	23,7	17,8
50/10	11 (10,5)	30,2	48,3	54,4	41,1	31,2	25,0	18,8
	14 (13,5)	32,6	52,2	58,7	44,4	33,7	27,0	20,3
	17 (16,5)	34,7	55,4	62,4	47,1	35,8	28,7	21,5
	23 (22,5)	37,9	60,5	68,2	51,5	39,2	31,4	23,5
	29 (28,5)	40,7	65,0	73,2	55,3	42,1	33,7	25,3

Таблица 14.24. **Ординаты огибающих эпюр M и Q от двух кранов в подкрановых балках $L = 6{,}0$ *м***

Грузоподъемность, *т*	Пролет крана, *м*	Ординаты огибающей эпюры моментов, *т · м*			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, *т*			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
При среднем режиме работы крана								
5	11 (10,5)	9,7	14,5	14,2	13,2	9,6	7,5	1,8
	14 (13,5)	10,4	15,6	15,2	14,1	10,3	8,1	1,9
	17 (16,5)	11,4	17,0	16,6	15,4	11,3	8,8	2,1
	23 (22,5)	16,6	21,0	19,4	17,6	14,2	10,9	2,6
	29 (28,5)	18,8	23,9	22,0	20,0	16,2	12,4	3,0
10	11 (10,5)	17,7	22,4	23,1	19,2	15,4	11,6	3,8
	14 (13,5)	18,5	23,3	24,1	20,1	16,1	12,1	3,9
	17 (16,5)	19,2	24,3	25,1	20,9	16,7	12,6	4,1
	23 (22,5)	22,3	28,2	29,1	24,3	19,4	14,6	4,7
	29 (28,5)	27,9	36,4	33,7	30,2	24,5	18,9	3,8
15	11 (10,5)	22,3	28,2	29,1	24,3	19,4	14,6	4,7
	14 (13,5)	23,9	30,1	31,1	25,9	20,8	15,6	5,1
	17 (16,5)	25,4	32,1	33,1	27,6	22,1	16,6	5,4
	23 (22,5)	28,5	36,0	37,1	31,0	24,8	18,6	6,1
	29 (28,5)	34,4	45,0	41,6	37,3	30,3	23,3	4,7
15/3	11 (10,5)	23,9	30,1	31,1	25,9	20,8	15,6	5,1
	14 (13,5)	25,4	32,1	33,1	27,6	22,1	16,6	5,4
	17 (16,5)	26,9	34,0	35,1	29,3	23,4	17,6	5,7
	23 (22,5)	29,2	36,9	38,1	31,8	25,4	19,1	6,2
	29 (28,5)	36,1	47,2	43,6	39,1	31,7	24,4	4,9
20/5	11 (10,5)	26,9	34,0	35,1	29,3	23,4	17,6	5,7
	14 (13,5)	28,5	36,0	37,1	30,9	24,8	18,6	6,1
	17 (16,5)	30,0	37,9	39,1	32,6	26,1	19,6	6,4
	23 (22,5)	33,9	42,8	44,2	36,8	29,5	22,2	7,2
	29 (28,5)	41,8	54,7	50,5	45,3	36,8	28,3	5,7

Продолжение табл. 14.24

Грузоподъемность, *т*	Пролет крана, *м*	Ординаты огибающей эпюры моментов, *т · м*			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, *т*			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
30/5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	42,2 44,7 46,4 52,2 57,1	55,5 58,8 61,0 68,6 75,1	51,5 54,5 56,6 63,6 69,7	45,7 48,4 50,2 56,5 61,9	37,2 39,4 40,9 46,0 50,3	28,7 30,4 31,6 35,5 38,9	5,3 5,6 5,8 6,5 7,1
50/10	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	61,4 67,2 71,4 78,2 82,4	77,1 84,4 89,7 98,2 103,4	69,5 76,1 80,9 88,5 93,2	64,2 70,3 74,7 81,7 86,1	52,0 57,0 50,5 66,2 69,8	39,9 43,7 46,4 50,8 53,5	8,8 9,7 10,3 11,2 11,9
При тяжелом режиме работы крана								
5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	10,6 11,3 12,2 17,5 19,8	15,8 16,8 18,3 22,2 25,1	15,4 16,4 17,9 20,5 23,2	14,3 15,2 16,5 18,6 21,1	10,5 11,2 12,1 15,1 17,0	8,2 8,7 9,5 11,5 13,0	2,0 2,1 2,3 2,8 3,1
10	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	19,3 20,0 20,8 23,1 28,7	24,3 25,3 26,2 29,2 37,5	25,1 26,1 27,1 30,1 34,7	20,9 21,7 22,6 25,1 31,1	16,7 17,4 18,1 20,1 25,2	12,6 13,1 13,6 15,1 19,4	4,1 4,3 4,4 4,9 3,9
15	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	23,1 24,6 25,4 28,5 35,2	29,2 31,1 32,1 36,0 46,1	30,1 32,1 33,1 37,1 42,6	25,1 26,8 27,6 31,0 38,2	20,1 21,4 22,1 24,8 31,0	15,1 16,1 16,6 18,6 23,9	4,9 5,2 5,4 6,1 4,8
15/3	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	24,6 26,2 27,7 30,8 37,7	31,1 33,0 35,0 38,9 49,3	32,1 34,1 36,1 40,1 45,5	26,8 28,4 30,1 33,5 40,8	21,4 22,8 24,1 26,8 33,2	16,1 17,1 18,1 20,1 25,5	5,2 5,6 5,9 6,5 5,2
20/5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	28,5 30,0 31,6 35,4 42,6	36,0 37,9 39,9 44,7 55,7	37,1 39,1 41,1 46,2 51,5	31,0 32,6 34,3 38,5 46,2	24,8 26,1 27,5 30,8 37,5	18,6 19,6 20,6 23,2 28,9	6,1 6,4 6,7 7,5 5,8
30/5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	42,2 45,5 48,8 53,8 58,8	55,5 59,9 64,3 70,8 77,3	51,5 55,5 59,6 65,7 71,7	45,7 49,3 52,9 58,3 63,7	37,2 40,1 43,0 47,4 51,8	28,7 31,0 33,2 36,6 40,0	5,3 5,7 6,1 6,7 7,3
50/10	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	63,0 68,1 72,3 79,0 84,9	79,2 85,5 90,8 99,2 106,6	71,4 77,1 81,8 89,4 96,1	65,9 71,2 75,6 82,6 68,8	53,4 57,7 61,2 66,9 71,9	40,9 44,2 47,0 51,3 55,1	9,1 9,8 10,4 11,4 12,2

Таблица 14.25. Ординаты огибающих эпюр M и Q от одного крана в подкрановых балках L = 12,0 м

Грузоподъемность, т	Пролет крана, м	Ординаты огибающей эпюры моментов, т · м			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, т			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
При среднем режиме работы крана								
5	11 (10,5)	18,9	28,5	29,6	11,9	9,6	7,3	4,9
	14 (13,5)	20,2	30,6	31,8	12,8	10,3	7,8	5,3
	17 (16,5)	22,1	33,4	34,7	14,0	11,2	8,5	5,8
	23 (22,5)	24,7	36,1	37,0	15,9	12,6	9,2	5,8
	29 (28,5)	28,1	41,1	42,2	18,1	14,3	10,5	6,6
10	11 (10,5)	29,3	43,4	44,9	18,7	14,9	11,1	7,2
	14 (13,5)	30,6	45,3	46,9	19,5	15,5	11,5	7,5
	17 (16,5)	31,8	47,2	48,8	20,3	16,2	12,0	7,8
	23 (22,5)	36,9	64,8	56,6	23,6	18,8	13,9	9,1
	29 (28,5)	41,6	60,8	62,3	26,8	21,1	15,5	9,8
15	11 (10,5)	36,9	54,8	56,6	23,6	18,8	13,9	9,1
	14 (13,5)	39,5	58,5	60,5	25,2	20,1	14,9	9,7
	17 (16,5)	42,0	62,3	64,4	26,9	21,4	15,9	10,4
	23 (22,5)	47,1	69,9	72,2	30,1	23,9	17,8	11,6
	29 (28,5)	51,4	75,1	77,0	33,1	26,1	19,1	12,1
15/3	11 (10,5)	39,9	58,5	60,5	25,2	20,1	14,9	9,7
	14 (13,5)	42,0	62,3	64,4	26,9	21,4	15,9	10,4
	17 (16,5)	44,6	66,1	68,3	28,5	22,7	16,8	11,0
	23 (22,5)	48,4	71,8	74,2	30,9	24,6	18,3	11,9
	29 (28,5)	53,8	78,7	80,6	34,7	27,4	20,0	12,7
20/5	11 (10,5)	44,6	66,1	68,3	28,5	22,7	16,8	11,0
	14 (13,5)	47,1	69,9	72,2	30,1	23,9	17,8	11,6
	17 (16,5)	49,7	73,7	76,2	31,7	25,2	18,7	12,2
	23 (22,5)	66,0	83,1	85,9	35,8	28,5	21,1	13,8
	29 (28,5)	62,4	91,2	93,5	40,2	31,7	23,2	14,7
30/5	11 (10,5)	62,0	90,4	92,4	40,0	31,5	23,0	14,5
	14 (13,5)	65,6	95,7	97,9	42,3	33,4	24,4	15,3
	17 (16,5)	68,0	99,2	101,5	43,9	34,6	25,3	15,9
	23 (22,5)	76,6	111,6	114,2	49,4	38,9	28,4	17,9
	29 (28,5)	83,8	122,3	125,1	54,1	42,6	31,1	19,6
50/10	11 (10,5)	87,8	127,5	130,2	66,8	44,6	32,6	20,3
	14 (13,5)	96,2	139,8	142,7	62,2	48,9	35,6	22,2
	17 (16,5)	102,2	148,5	151,6	66,1	51,9	37,8	23,6
	23 (22,5)	111,8	162,5	165,9	72,3	66,8	41,3	25,8
	29 (28,5)	117,9	171,2	174,8	76,2	59,9	43,6	27,2
При тяжелом режиме работы крана								
5	11 (10,5)	20,5	31,0	32,2	12,9	10,4	7,9	5,3
	14 (13,5)	21,9	33,0	34,3	13,8	11,1	8,4	5,7
	17 (16,5)	23,7	35,9	37,3	15,0	12,1	9,1	6,2
	23 (22,5)	26,2	38,3	39,2	16,9	13,3	9,7	6,2
	29 (28,5)	29,6	43,3	44,4	19,1	15,0	11,0	7,0
10	11 (10,5)	31,8	47,2	48,8	20,3	16,2	12,0	7,8
	14 (13,5)	33,1	49,1	50,8	21,2	16,8	12,5	8,2
	17 (16,5)	34,4	51,0	52,7	22,0	17,5	13,0	8,5
	23 (22,5)	38,2	56,7	58,6	24,4	19,4	14,4	9,4
	29 (28,5)	42,8	62,6	64,1	27,6	21,8	15,9	10,1
15	11 (10,5)	38,2	66,7	58,6	24,4	19,4	14,4	9,4
	14 (13,5)	40,8	60,4	62,5	26,0	20,7	15,4	10,0
	17 (16,5)	42,0	62,3	64,4	26,9	21,4	15,9	10,4
	23 (22,5)	47,1	69,9	72,2	30,1	23,9	17,8	11,6
	29 (28,5)	52,6	76,9	78,8	33,9	26,7	19,6	12,4

Продолжение табл. 14.25

Грузоподъемность, *т*	Пролет крана, *м*	Ординаты огибающей эпюры моментов, *т · м*			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, *т*			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
15/3	11 (10,5)	40,8	60,4	62,5	26,0	20,7	15,4	10,0
	14 (13,5)	43,3	64,2	66,4	27,7	22,0	16,3	10,7
	17 (16,5)	45,9	68,0	70,3	29,3	23,3	17,3	11,3
	23 (22,5)	50,9	75,5	78,1	32,5	25,9	19,2	12,5
	29 (28,5)	56,3	82,3	84,3	36,3	28,6	20,9	13,3
20/5	11 (10,5)	47,1	69,9	72,2	30,1	23,9	17,8	11,6
	14 (13,5)	49,7	73,7	76,2	31,7	25,2	18,7	12,2
	17 (16,5)	52,2	77,4	80,1	33,4	26,5	19,7	12,9
	23 (22,5)	68,6	86,9	89,8	37,4	29,8	22,1	14,4
	29 (28,5)	63,6	93,0	95,3	41,0	32,3	23,7	15,0
30/5	11 (10,5)	62,0	90,4	92,4	40,0	31,5	23,0	14,5
	14 (13,5)	66,8	97,5	99,7	43,1	34,0	24,8	15,6
	17 (16,5)	71,7	104,6	106,9	46,3	36,4	26,6	16,7
	23 (22,5)	79,0	115,2	117,8	51,0	40,4	29,3	18,4
	29 (28,5)	86,3	125,8	128,7	55,7	43,8	32,0	20,1
50/10	11 (10,5)	90,2	131,0	133,8	58,3	45,8	33,3	20,8
	14 (13,5)	97,4	141,5	144,5	53,0	49,5	36,0	22,5
	17 (16,5)	103,4	150,2	153,4	66,9	52,6	38,2	23,9
	23 (22,5)	113,0	164,2	167,7	73,1	57,4	41,8	26,1
	29 (28,5)	121,5	176,5	180,1	78,5	61,7	44,9	28,0

Таблица 14.26. **Ординаты огибающих эпюр *М* и *Q* от двух кранов в подкрановых балках $L = 12{,}0$ *м***

Грузоподъемность, *т*	Пролет крана, *м*	Ординаты огибающей эпюры моментов, *т · м*			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, *т*			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
При среднем режиме работы крана								
5	11 (10,5)	26,8	41,9	44,6	17,9	13,6	9,9	1,8
	14 (13,5)	28,8	44,9	47,8	19,2	14,6	10,6	1,9
	17 (16,5)	31,4	49,1	52,3	21,0	16,0	11,6	2,1
	23 (22,5)	36,2	52,5	57,4	23,5	18,4	13,4	2,1
	29 (28,5)	41,2	59,8	65,4	26,7	20,9	15,2	2,3
10	11 (10,5)	40,8	59,0	66,1	26,5	20,7	15,0	3,3
	14 (13,5)	42,6	61,6	68,9	27,7	21,6	15,7	3,5
	17 (16,5)	44,4	64,2	71,8	28,8	22,6	16,3	3,6
	23 (22,5)	51,5	74,4	83,3	33,4	26,2	18,9	4,2
	29 (28,5)	62,1	90,7	98,5	40,0	31,5	23,1	3,2
15	11 (10,5)	51,5	74,4	83,3	33,4	26,2	18,9	4,2
	14 (13,5)	55,0	79,6	89,0	35,7	28,0	20,2	4,5
	17 (16,5)	58,6	84,7	94,8	38,0	29,8	21,5	4,8
	23 (22,5)	65,7	95,0	106,3	42,6	33,4	24,2	5,3
	29 (28,5)	76,7	112,0	121,7	49,5	39,0	28,5	3,9
15/3	11 (10,5)	55,0	79,6	89,0	35,7	28,0	20,2	4,5
	14 (13,5)	58,6	84,7	94,8	38,0	29,8	21,5	4,8
	17 (16,5)	62,1	89,8	100,5	40,3	31,6	22,9	5,0
	23 (22,5)	67,5	97,5	109,1	43,8	34,3	24,8	5,5
	29 (28,5)	80,3	117,3	127,5	51,8	40,8	29,9	4,1
20/5	11 (10,5)	52,1	89,8	100,5	40,3	31,6	22,9	5,0
	14 (13,5)	65,7	95,0	106,3	42,6	33,4	24,2	5,3
	17 (16,5)	69,2	100,1	112,0	44,9	35,2	25,5	5,6
	23 (22,5)	78,1	112,9	126,4	50,7	39,7	28,7	6,3
	29 (28,5)	93,1	136,0	147,8	60,1	47,3	34,6	4,7

Продолжение табл. 14.26

Грузоподъемность, *т*	Пролет крана, *м*	Ординаты огибающей эпюры моментов, *т · м*			Ординаты огибающей эпюры поперечных сил, *т*			
		M_1	M_2	M_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
30/5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	93,5 99,0 102,7 115,5 126,5	136,8 144,9 150,2 169,0 185,1	148,1 156,8 162,6 182,9 200,3	60,3 63,8 66,2 74,5 81,6	47,5 50,3 52,2 58,7 64,3	34,8 36,9 38,2 43,0 47,1	4,3 4,6 4,8 5,4 5,9
50/10	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	130,5 143,0 152,0 166,3 175,2	189,1 207,3 220,2 241,0 253,9	205,5 225,2 239,3 261,8 275,9	84,6 92,7 98,5 107,7 113,5	66,3 72,6 77,2 84,4 89,0	48,1 52,7 56,0 61,3 64,6	6,4 7,0 7,4 8,1 8,5
При тяжелом режиме работы крана								
5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	29,1 31,1 33,7 38,3 43,4	45,5 48,5 52,7 55,6 62,9	48,5 51,7 56,1 60,8 68,8	19,4 20,7 22,5 24,8 28,1	14,8 15,8 17,1 19,5 22,0	10,7 11,5 12,4 14,2 16,0	1,9 2,1 2,2 2,2 2,5
10	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	44,4 46,2 47,9 53,3 53,9	64,2 56,7 69,3 77,0 93,3	71,8 74,7 77,5 86,2 101,4	28,8 30,0 31,1 34,6 41,2	22,6 23,5 24,4 27,1 32,5	16,3 17,0 17,6 19,6 23,7	3,6 3,7 3,9 4,3 3,3
15	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	53,2 56,8 58,6 65,7 78,5	77,0 82,1 84,7 95,0 114,7	86,2 91,9 94,8 106,3 124,6	34,6 36,9 38,0 42,6 50,7	27,1 28,9 29,8 33,4 39,9	19,6 20,9 21,5 24,2 29,2	4,3 4,6 4,8 5,3 4,0
15/3	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	56,8 60,4 63,9 71,0 84,0	82,1 87,3 92,4 102,7 122,7	91,9 97,6 103,4 114,9 133,3	36,9 39,2 41,5 46,1 54,2	28,9 30,7 32,5 36,1 42,7	20,9 22,2 23,5 26,1 31,2	4,6 4,9 5,2 5,8 4,3
20/5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	65,7 69,2 72,8 81,7 94,9	95,0 100,1 105,2 118,1 138,7	106,2 112,0 117,8 132,1 150,7	42,6 44,9 47,3 53,0 61,3	33,4 35,2 37,0 41,5 48,2	24,2 25,5 26,8 30,0 35,3	5,3 5,6 5,9 6,6 4,8
30/5	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	93,5 100,8 108,2 119,2 130,2	136,8 147,6 158,3 174,4 190,5	148,1 159,7 171,3 188,7 206,1	60,3 66,0 69,7 76,8 83,9	47,5 51,2 55,0 60,5 66,1	34,8 37,5 40,3 44,4 48,5	4,3 4,7 5,0 5,5 6,0
50/10	11 (10,5) 14 (13,5) 17 (16,5) 23 (22,5) 29 (28,5)	134,1 144,8 153,8 168,1 180,6	194,3 209,9 222,8 243,6 261,7	211,1 228,0 242,1 264,6 284,3	86,9 93,8 99,6 108,9 117,0	68,1 73,5 78,1 85,4 91,7	49,4 53,4 56,7 61,9 66,6	6,5 7,0 7,5 8,2 8,8

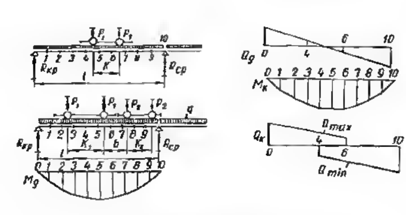
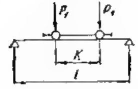


Таблица 14.27 Ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил в однопролетных подкрановых балках

Сечение	Равномерно распределенная нагрузка		Крановая нагрузка		
	M_g	Q_g	M_k	$Q_{к.\ макс}$	$Q_{к.\ мин}$
0	0,000	+0,500	0,000	k_0	—
1	0,045	↑	0,400	↑	—
2	0,080	|	0,700	|	—
3	0,105	↓	0,900	|	—
4	0,120	+0,100	1,000	|	$-k_б$
5	0,125	↑↓	1,000	↓	↑
6	0,120	−0,100	1,000	$k_б$	|
7	0,105	↑	0,900	—	|
8	0,080	|	0,700	—	|
9	0,045	↓	0,400	—	↓
10	0,000	−0,500	0,000	—	$-k_0$
Множитель	gl^2	gl	kP_1l	P_1	P_1

Примечание. Вертикальной прямой со стрелками ↕ заменены ординаты сечений, в которых эпюра изменяется линейно между ближайшими приведенными в таблице ординатами.

Таблица 14.28. Значения коэффициентов k, k_0, $k_б$ и k_R для расчета однопролетных балок под один кран



Коэффициент	к/l										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	≥1,0
k	0,500	0,450	0,400	0,360	0,320	0,280	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
k_0	1,000	1,900	1,800	1,700	1,600	1,500	1,400	1,300	1,200	1,100	1,000
$k_б$	0,800	0,700	0,600	0,500	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
k_R	1,000	1,900	1,800	1,700	1,600	1,500	1,400	1,300	1,200	1,100	1,000

Таблица 14.29. **Значения коэффициентов k, k_0, $k_б$, и k_R для расчета однопролетных балок под два крана**

$$P_1 > P_2;\ \ K_1 > K_2;$$
$$\alpha_1 = \frac{K_1}{l};\ \alpha_2 = \frac{K_2}{l}.$$

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,10}{0,10}$	0,05	k	0,490	0,530	0,570	0,610	0,650	0,690	0,730	0,770	0,810	0,880
		k_0	2,060	2,220	2,380	2,540	2,700	2,850	3,030	3,220	3,410	3,600
		$k_б$	0,740	0,780	0,820	0,860	0,900	0,940	0,980	1,020	1,060	1,100
		k_R	2,080	2,260	2,440	2,620	2,800	2,980	3,160	3,340	3,520	3,700
$\frac{0,15}{0,10}$	0,05	k	0,465	0,505	0,545	0,685	0,625	0,665	0,705	0,745	0,785	0,825
		k_0	2,000	2,150	2,300	2,450	2,600	2,750	2,900	3,070	3,260	3,450
		$k_б$	0,680	0,710	0,740	0,770	0,800	0,830	0,860	0,910	0,980	1,050
		k_R	2,030	2,210	2,380	2,570	2,750	2,930	3,110	3,290	3,470	3,650
$\frac{0,15}{0,15}$	0,05	k	0,462	0,500	0,538	0,575	0,612	0,650	0,688	0,725	0,762	0,800
		k_0	1,995	2,140	2,285	2,430	2,575	2,720	2,865	3,010	3,155	3,300
		$k_б$	0,675	0,700	0,725	0,750	0,775	0,800	0,825	0,850	0,875	0,900
		k_R	2,025	2,200	2,375	2,660	2,725	2,900	3,075	3,250	3,425	3,600
	0,10	k	0,458	0,490	0,522	0,555	0,588	0,620	0,552	0,685	0,718	0,750
		k_0	1,985	2,120	2,255	2,390	2,525	2,660	2,795	2,930	3,065	3,200
		k_0	0,665	0,680	0,695	0,710	0,725	0,740	0,755	0,770	0,785	0,800
		k_R	2,015	2,180	2,345	2,510	2,675	2,840	3,005	3,170	3,335	3,500
$\frac{0,20}{0,10}$	0,05	k	0,440	0,480	0,520	0,560	0,600	0,640	0,680	0,720	0,760	0,800
		k_0	1,940	2,080	2,220	2,360	2,500	2,640	2,830	3,020	3,210	3,400
		$k_б$	0,620	0,640	0,650	0,880	0,700	0,720	0,790	0,860	0,930	1,000
		k_R	1,980	2,150	2,340	2,520	2,700	2,880	3,050	3,240	3,420	3,600
	0,10	k	0,435	0,470	0,505	0,540	0,575	0,610	0,645	0,680	0,715	0,750
		k_0	1,930	2,060	2,190	2,320	2,450	2,580	2,730	2,920	3,110	3,300
		k_0	0,610	0,620	0,630	0,640	0,650	0,660	0,690	0,760	0,830	0,900
		k_R	1,970	2,140	2,310	2,480	2,650	2,820	2,990	3,160	3,330	3,500
$\frac{0,20}{0,15}$	0,05	k	0,438	0,475	0,512	0,550	0,588	0,625	0,662	0,700	0,738	0,775
		k_0	1,935	2,070	2,205	2,340	2,475	2,610	2,745	2,880	3,065	3,250
		$k_б$	0,615	0,630	0,645	0,650	0,675	0,690	0,705	0,720	0,785	0,850
		k_R	1,975	2,150	2,325	2,500	2,675	2,850	3,025	3,200	3,375	3,550
	0,05	k	0,432	0,465	0,498	0,530	0,562	0,595	0,628	0,650	0,692	0,725
		k_0	1,925	2,050	2,175	2,300	2,425	2,550	2,675	2,800	2,965	3,150
		k_0	0,610	0,620	0,630	0,640	0,650	0,660	0,670	0,680	0,735	0,800
		k_R	1,965	2,130	2,295	2,460	2,625	2,790	2,955	3,120	3,285	3,450

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,20}{0,20}$	0,05	k	0,435	0,470	0,505	0,540	0,575	0,610	0,645	0,680	0,715	0,750
		k_0	1,930	2,060	2,190	2,320	2,450	2,580	2,710	2,840	2,970	3,100
		$k_б$	0,615	0,630	0,646	0,660	0,675	0,690	0,705	0,720	0,735	0,750
		k_R	1,970	2,140	2,310	2,480	2,650	2,820	2,990	3,160	3,330	3,500
	0,10	k	0,430	0,460	0,490	0,520	0,550	0,580	0,610	0,640	0,670	0,700
		k_0	1,920	2,040	2,160	2,280	2,400	2,520	2,640	2,750	2,880	3,000
		$k_б$	0,610	0,620	0,630	0,640	0,650	0,660	0,670	0,680	0,690	0,700
		k_R	1,960	2,120	2,280	2,440	2,600	2,750	2,920	3,080	3,240	3,400
$\frac{0,30}{0,15}$	0,05	k	0,393	0,426	0,462	0,500	0,638	0,575	0,612	0,650	0,688	0,725
		k_0	1,815	1,930	2,045	2,150	2,275	2,410	2,595	2,780	2,965	3,150
		$k_б$	0,505	0,510	0,515	0,520	0,525	0,590	0,655	0,720	0,785	0,850
		k_R	1,875	2,050	2,225	2,400	2,575	2,750	2,925	3,100	3,275	3,450
	0,10	k	0,387	0,415	0,448	0,480	0,512	0,545	0,578	0,610	0,642	0,675
		k_0	1,805	1,910	2,015	2,120	2,225	2,330	2,495	2,680	2,865	3,050
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,540	0,505	0,670	0,735	0,800
		k_R	1,865	2,030	2,195	2,360	2,525	2,690	2,855	3,020	3,185	3,350
	0,15	k	0,381	0,405	0,432	0,460	0,488	0,515	0,543	0,570	0,598	0,625
		k_0	1,795	1,890	1,985	2,080	2,175	2,270	2,395	2,580	2,765	2,950
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,520	0,555	0,620	0,685	0,750
		k_R	1,855	2,010	2,165	2,320	2,475	2,630	2,785	2,940	3,095	3,250
$\frac{0,30}{0,20}$	0,05	k	0,390	0,420	0,455	0,490	0,525	0,560	0,595	0,630	0,665	0,700
		k_0	1,810	1,920	2,030	2,140	2,250	2,360	2,470	2,640	2,820	3,000
		$k_б$	0,505	0,510	0,515	0,520	0,525	0,530	0,570	0,630	0,690	0,750
		k_R	1,870	2,040	2,210	2,380	2,550	2,720	2,890	3,060	3,230	3,400
	0,10	k	0,384	0,410	0,440	0,470	0,500	0,530	0,560	0,590	0,620	0,650
		k_0	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400	2,540	2,720	2,900
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,520	0,580	0,640	0,700
		k_R	1,860	2,020	2,180	2,340	2,500	2,660	2,820	2,980	3,140	3,300
	0,15	k	0,378	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600
		k_0	1,790	1,880	1,970	2,050	2,150	2,240	2,330	2,440	2,620	2,800
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,510	0,540	0,590	0,650
		k_R	1,850	2,000	2,150	2,300	2,450	2,500	2,750	2,900	3,050	3,200
$\frac{0,30}{0,25}$	0,05	k	0,387	0,415	0,448	0,480	0,512	0,545	0,578	0,610	0,642	0,674
		k_0	1,805	1,910	2,015	2,120	2,225	2,330	2,435	2,540	2,675	2,850
		$k_б$	0,505	0,510	0,515	0,520	0,525	0,530	0,535	0,540	0,595	0,650
		k_R	1,865	2,030	2,195	2,360	2,525	2,690	2,855	3,020	3,185	3,350
	0,10	k	0,381	0,405	0,432	0,450	0,488	0,515	0,542	0,570	0,598	0,625
		k_0	1,795	1,890	1,985	2,080	2,175	2,270	2,365	2,460	2,575	2,750
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,600	0,500	0,500	0,500	0,600	0,545	0,600
		k_R	1,855	2,010	2,165	2,320	2,475	2,630	2,785	2,940	3,095	3,250
	0,15	k	0,375	0,395	0,418	0,440	0,462	0,485	0,508	0,530	0,552	0,574
		k_0	1,785	1,870	1,955	2,040	2,125	2,210	2,295	2,380	2,475	2,650
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,522	0,575
		k_R	1,845	1,990	2,135	2,280	2,425	2,570	2,715	2,860	3,005	3,150

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,30}{0,30}$	0,10	k	0,378	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600
		k_0	1,790	1,880	1,970	2,060	2,150	2,240	2,330	2,420	2,510	2,600
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
		k_R	1,850	2,000	2,150	2,300	2,450	2,500	2,750	2,900	3,050	3,200
	0,15	k	0,375	0,390	0,410	0,430	0,450	0,470	0,490	0,510	0,530	0,550
		k_0	1,780	1,880	1,940	2,020	2,100	2,180	2,260	2,340	2,420	2,500
		$k_б$	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
		k_R	1,840	1,980	2,120	2,250	2,400	2,540	2,680	2,820	2,960	3,100
$\frac{0,40}{0,20}$	0,15	k	0,338	0,356	0,375	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,535	0,575
		k_0	1,670	1,740	1,810	1,880	1,950	2,020	2,160	2,340	2,520	2,700
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,460	0,500	0,550	0,600
		k_R	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500	2,650	2,800	2,950	3,100
	0,10	k	0,344	0,368	0,392	0,420	0,450	0,480	0,510	0,540	0,570	0,600
		k_0	1,680	1,760	1,840	1,920	2,000	2,080	2,260	2,440	2,620	2,800
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,440	0,480	0,520	0,550	0,600
		k_R	1,760	1,920	2,080	2,240	2,400	2,580	2,720	2,880	3,040	3,200
$\frac{0,40}{0,30}$	0,10	k	0,338	0,356	0,375	0,400	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550
		k_0	1,670	1,740	1,810	1,880	1,950	2,020	2,090	2,200	2,350	2,500
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,410	0,440	0,470	0,500
		k_R	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500	2,660	2,800	2,950	3,100
	0,15	k	0,335	0,350	0,365	0,380	0,400	0,420	0,440	0,460	0,490	0,520
		k_0	1,660	1,720	1,780	1,840	1,900	1,960	2,020	2,120	2,260	2,400
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,405	0,420	0,460	0,500
		k_R	1,740	1,880	2,020	2,160	2,300	2,440	2,580	2,720	2,860	3,000
	0,20	k	0,332	0,344	0,356	0,368	0,380	0,395	0,405	0,430	0,466	0,500
		k_0	1,650	1,700	1,750	1,800	1,850	1,900	1,950	2,040	2,170	2,300
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,450	0,500
		k_R	1,730	1,860	1,990	2,120	2,250	2,380	2,510	2,640	2,770	2,900
$\frac{0,40}{0,40}$	0,10	k	0,338	0,356	0,374	0,392	0,410	0,428	0,446	0,464	0,482	0,500
		k_0	1,660	1,720	1,780	1,840	1,900	1,950	2,120	2,180	2,280	2,400
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,740	1,880	2,020	2,180	2,300	2,440	2,580	2,720	2,860	3,000
	0,15	k	0,335	0,350	0,365	0,380	0,395	0,410	0,425	0,440	0,458	0,475
		k_0	1,650	1,700	1,750	1,800	1,850	1,900	2,000	2,070	2,170	2,300
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,430	0,440	0,450
		k_R	1,730	1,850	1,990	2,120	2,250	2,380	2,510	2,640	2,770	2,900
	0,20	k	0,332	0,344	0,356	0,368	0,380	0,392	0,405	0,420	0,435	0,450
		k_0	1,640	1,680	1,720	1,760	1,800	1,840	1,880	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200	2,320	2,440	2,560	2,680	2,800

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,50/0,20	0,10	k	0,304	0,328	0,352	0,376	0,400	0,440	0,480	0,520	0,660	0,600
		k_0	1,560	1,620	1,680	1,740	1,800	1,980	2,160	2,340	2,520	2,700
		k_0	0,400	0,400	0,420	0,460	0,500	0,540	0,580	0,520	0,660	0,700
		k_R	1,660	1,820	1,980	2,140	2,300	2,460	2,620	2,780	2,940	3,100
	0,15	k	0,298	0,316	0,334	0,352	0,380	0,415	0,455	0,495	0,535	0,575
		k_0	1,550	1,600	1,650	1,700	1,750	1,910	2,070	2,240	2,420	2,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,410	0,430	0,450	0,480	0,501	0,550	0,500	0,650
		k_R	1,650	1,800	1,950	2,100	2,250	2,400	2,550	2,700	2,850	3,000
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,336	0,350	0,390	0,430	0,470	0,510	0,550
		k_0	1,540	1,580	1,620	1,660	1,700	1,840	1,980	2,140	2,320	2,500
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,480	0,540	0,600
		k_R	1,640	1,780	1,920	2,060	2,200	2,340	2,480	2,620	2,750	2,900
0,50/0,30	0,10	k	0,298	0,316	0,334	0,352	0,380	0,410	0,445	0,480	0,515	0,550
		k_0	1,550	1,600	1,650	1,700	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,420	0,450	0,480	0,510	0,540	0,570	0,600
		k_R	1,650	1,800	1,950	2,100	2,250	2,400	2,550	2,700	2,850	3,000
	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,385	0,420	0,455	0,490	0,525
		k_0	1,540	1,580	1,620	1,660	1,700	1,840	1,980	2,120	2,260	2,400
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,410	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550
		k_R	1,640	1,780	1,920	2,060	2,200	2,340	2,480	2,620	2,760	2,900
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,360	0,395	0,430	0,465	0,500
		k_0	1,530	1,560	1,590	1,620	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,630	1,760	1,890	2,020	2,150	2,280	2,410	2,540	2,670	2,800
0,50/0,40	0,10	k	0,298	0,316	0,334	0,352	0,370	0,388	0,410	0,440	0,470	0,500
		k_0	1,540	1,580	1,620	1,660	1,700	1,840	1,980	2,120	2,250	2,400
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,420	0,460	0,480	0,510	0,540	0,570	0,500
		k_R	1,640	1,780	1,920	2,060	2,200	2,340	2,480	2,620	2,760	2,900
	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,415	0,445	0,475
		k_0	1,535	1,570	1,605	1,640	1,675	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,410	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550
		k_R	1,030	1,760	1,890	2,020	2,150	2,280	2,410	2,540	2,670	2,800
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,354	0,390	0,420	0,450
		k_0	1,530	1,550	1,590	1,620	1,650	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,620	1,740	1,860	1,980	2,100	2,220	2,340	2,460	2,580	2,700
	0,25	k	0,289	0,298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,525	1,550	1,575	1,600	1,620	1,670	1,770	1,880	1,990	2,100
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450
		k_R	1,610	1,720	1,830	1,940	2,050	2,160	2,270	2,380	2,490	2,600
0,50/0,50	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400	0,415	0,430
		k_0	1,535	1,570	1,505	1,640	1,675	1,730	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,410	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,650
		k_R	1,620	1,740	1,860	1,980	2,100	2,220	2,340	2,460	2,580	2,700

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,50}{0,50}$	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,364	0,376	0,388	0,400
		k_{υ}	1,530	1,560	1,590	1,620	1,650	1,680	1,770	1,880	1,990	2,100
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500
		k_R	1,610	1,720	1,830	1,940	2,050	2,150	2,270	2,380	2,490	2,600
	0,25	k	0,289	0,298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,525	1,550	1,575	1,600	1,625	1,650	1,705	1,800	1,900	2,000
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450
		k_R	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400	2,500
$\frac{0,60}{0,30}$	0,10	k	0,275	0,300	0,325	0,352	0,380	0,410	0,445	0,480	0,515	0,560
		k_0	1,430	1,460	1,490	1,600	1,750	1,900	2,050	2,200	2,350	2,500
		k_e	0,430	0,460	0,490	0,520	0,550	0,580	0,610	0,640	0,670	0,700
		k_R	1,550	1,700	1,850	2,000	2,150	2,300	2,450	2,600	2,750	2,900
	0,15	k	0,270	0,290	0,312	0,336	0,360	0,385	0,420	0,455	0,490	0,525
		k_0	1,425	1,450	1,475	1,560	1,700	1,840	1,980	2,120	2,280	2,400
		k_0	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,540	1,680	1,820	1,950	2,100	2,240	2,380	2,520	2,660	2,800
	0,20	k	0,265	0,280	0,300	0,320	0,340	0,360	0,395	0,430	0,465	0,500
		k_0	1,420	1,440	1,460	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_в$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,530	1,660	1,790	1,920	2,050	2,180	2,310	2,440	2,570	2,700
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,304	0,320	0,336	0,370	0,405	0,440	0,475
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,480	1,800	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_в$	0,415	0,430	0,445	0,450	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,520	1,640	1,760	1,880	2,000	2,120	2,240	2,360	2,480	2,600
$\frac{0,60}{0,40}$	0,15	k	0,268	0,285	0,302	0,320	0,340	0,360	0,385	0,415	0,445	0,475
		k_0	1,425	1,450	1,475	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		k_0	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,530	1,660	1,790	1,920	2,050	2,180	2,310	2,440	2,570	2,700
	0,20	k	0,255	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,390	0,420	0,450
		k_{υ}	1,420	1,440	1,460	1,480	1,600	1,720	1,840	1,950	2,080	2,200
		k_e	0,420	0,440	0,450	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,500
		k_R	1,520	1,640	1,760	1,880	2,000	2,120	2,240	2,350	2,480	2,600
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,324	0,338	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,460	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		k_0	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,510	1,620	1,730	1,840	1,950	2,060	2,170	2,280	2,390	2,500
$\frac{0,60}{0,50}$	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400	0,415	0,430
		k_0	1,425	1,450	1,475	1,500	1,600	1,720	1,840	1,950	2,080	2,200
		$k_в$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,520	1,640	1,760	1,880	2,000	2,120	2,240	2,360	2,480	2,600
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,364	0,376	0,388	0,400
		k_0	1,420	1,440	1,450	1,480	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_в$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,510	1,620	1,730	1,840	1,950	2,060	2,170	2,280	2,390	2,500

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,60}{0,50}$	0,25	k	0,289	0,298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,450	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400
	0,30	k	0,286	0,292	0,298	0,304	0,310	0,316	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,410	1,420	1,430	1,440	1,450	1,540	1,530	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,490	1,580	1,670	1,760	1,850	1,940	2,030	2,120	2,210	2,300
$\frac{0,60}{0,50}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,420	1,440	1,460	1,480	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,640	0,550	0,580	0,600
		k_R	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300	2,400
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,415	1,430	1,445	1,460	1,475	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,490	1,580	1,670	1,760	1,850	1,940	2,030	2,120	2,210	2,300
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,410	1,420	1,430	1,440	1,450	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800	1,880	1,960	2,040	2,120	2,200
$\frac{0,70}{0,30}$	0,15	k	0,270	0,290	0,310	0,336	0,360	0,365	0,420	0,455	0,490	0,525
		k_0	1,315	1,330	1,420	1,560	1,700	1,840	1,980	2,120	2,250	2,400
		$k_б$	0,425	0,460	0,475	0,600	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,440	1,580	1,720	1,860	2,000	2,140	2,280	2,420	2,560	2,700
	0,20	k	0,266	0,280	0,300	0,320	0,340	0,360	0,395	0,430	0,465	0,500
		k_0	1,310	1,320	1,390	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,420	0,440	0,450	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,500
		k_R	1,430	1,560	1,690	1,820	1,950	2,080	2,210	2,340	2,470	2,600
	0,25	k	0,262	0,275	0,290	0,305	0,320	0,336	0,370	0,405	0,440	0,475
		k_0	1,305	1,310	1,360	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,450	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,420	1,540	1,650	1,780	1,900	2,020	2,140	2,260	2,380	2,500
$\frac{0,70}{0,40}$	0,15	k	0,268	0,285	0,302	0,320	0,340	0,360	0,385	0,415	0,445	0,475
		k_0	1,315	1,330	1,390	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,425	0,460	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,525	0,650
		k_R	1,430	1,560	1,690	1,820	1,950	2,080	2,210	2,340	2,470	2,600
	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,390	0,420	0,450
		k_0	1,310	1,320	1,350	1,480	1,800	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,420	1,540	1,660	1,780	1,900	2,020	2,140	2,260	2,380	2,500
	0,25	k	0,252	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,305	1,310	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,410	1,520	1,630	1,740	1,850	1,950	2,070	2,180	2,290	2,400

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,70/0,40	0,30	k	0,250	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,340	0,370	0,400
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		k_0	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,400	1,500	1,800	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300
0,70/0,50	0,15	k	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,390	0,408	0,425
		k_0	1,315	1,330	1,360	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,420	1,540	1,660	1,780	1,900	2,020	2,140	2,260	2,380	2,500
	0,20	k	0,292	0,304	0,316	0,328	0,340	0,352	0,364	0,376	0,388	0,400
		k_0	1,310	1,320	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,420	0,440	0,450	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,410	1,520	1,530	1,740	1,850	1,980	2,070	2,180	2,290	2,400
	0,25	k	0,289	0,298	0,307	0,316	0,325	0,334	0,343	0,352	0,365	0,380
		k_0	1,305	1,310	1,315	1,400	1,600	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,560
		k_R	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300
	0,30	k	0,286	0,292	0,298	0,304	0,310	0,316	0,324	0,336	0,348	0,380
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,360	1,450	1,640	1,630	1,720	1,810	1,900
		k_0	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,450	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,390	1,480	1,570	1,660	1,750	1,840	1,930	2,020	2,110	2,200
0,70/0,60	0,20	k	0,266	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,310	1,320	1,330	1,400	1,500	1,500	1,700	1,800	1,900	2,000
		k_0	0,420	0,440	0,480	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,500
		k_R	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,200	2,300
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,305	1,310	1,315	1,360	1,450	1,540	1,530	1,720	1,810	1,900
		k_0	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,390	1,480	1,570	1,660	1,750	1,840	1,930	2,020	2,110	2,200
	0,30	k	0,280	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,320	1,400	1,460	1,560	1,640	1,720	1,800
		k_0	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,380	1,460	1,540	1,620	1,700	1,780	1,860	1,940	2,020	2,100
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,310	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		k_0	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,370	1,440	1,510	1,580	1,650	1,720	1,790	1,860	1,930	2,050
0,70/0,70	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,310	1,320	1,330	1,380	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,420	0,440	0,450	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,500
		k_R	1,390	1,480	1,570	1,660	1,750	1,840	1,930	2,020	2,110	2,200
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,305	1,310	1,315	1,330	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,380	1,460	1,540	1,520	1,700	1,780	1,860	1,940	2,020	2,100

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0{,}70}{0{,}70}$	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,300	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,370	1,440	1,510	1,580	1,650	1,720	1,790	1,860	1,830	2,000
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,390	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,300	1,300	1,300	1,300	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,660
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,365	1,430	1,495	1,560	1,625	1,690	1,755	1,820	1,885	1,950
$\frac{0{,}80}{0{,}40}$	0,15	k	0,268	0,285	0,302	0,320	0,340	0,360	0,385	0,415	0,445	0,450
		k_0	1,205	1,250	1,390	1,520	1,650	1,780	1,910	2,040	2,170	2,300
		$k_б$	0,425	0,450	0,475	0,500	0,525	0,550	0,575	0,600	0,625	0,650
		k_R	1,330	1,460	1,590	1,720	1,850	1,980	2,110	2,240	2,370	2,500
	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,360	0,390	0,420	0,450
		k_0	1,200	1,240	1,360	1,480	1,600	1,720	1,840	1,960	2,080	2,200
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,320	1,440	1,560	1,680	1,800	1,920	2,040	2,160	2,280	2,400
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,365	0,395	0,425
		k_0	1,200	1,220	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,450	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,310	1,420	1,530	1,640	1,750	1,860	1,970	2,080	2,190	2,350
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,360	0,390
		k_0	1,200	1,200	1,300	0,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	1,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,140	2,300
$\frac{0{,}80}{0{,}50}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,200	1,220	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,660	0,580	0,500
		k_R	1,310	1,420	1,530	1,640	1,750	1,850	1,970	2,080	2,190	2,300
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,200	1,210	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	2,100	2,250
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,380
		k_0	1,200	1,200	1,270	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,460	0,460	0,470	0,480	0,490	0,600
		k_R	1,290	1,380	1,470	1,560	1,650	1,740	1,830	1,920	2,050	2,200
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,200	1,200	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,540	1,720	1,800
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,280	1,360	1,440	1,520	1,600	1,680	1,760	1,850	2,000	2,150
$\frac{0{,}80}{0{,}60}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,200	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,300	1,400	1,500	1,500	1,700	1,800	1,900	2,000	2,060	2,200

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,80}{0,60}$	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,200	1,200	1,270	1,360	1,450	1,540	1,630	1,720	1,810	1,900
		k_0	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,290	1,380	1,470	1,560	1,650	1,740	1,830	1,920	2,010	2,150
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,200	1,200	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,600
		k_R	1,280	1,360	1,440	1,520	1,600	1,680	1,760	1,840	1,960	2,100
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,200	1,200	1,220	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,270	1,340	1,410	1,480	1,550	1,620	1,690	1,770	1,910	2,050
$\frac{0,80}{0,70}$	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		k_0	1,200	1,200	1,270	1,360	1,450	1,540	1,530	1,720	1,810	1,900
		$k_б$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,290	1,380	1,470	1,560	1,650	1,740	1,830	1,920	2,010	2,100
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,200	1,200	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,280	1,360	1,440	1,520	1,600	1,680	1,760	1,840	1,920	2,050
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,200	1,200	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,270	1,340	1,410	1,480	1,550	1,620	1,690	1,780	1,870	2,000
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,200	1,200	1,205	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,265	1,330	1,395	1,460	1,525	1,590	1,655	1,720	1,820	1,950
	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,200	1,200	1,200	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		k_0	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,260	1,320	1,380	1,440	1,500	1,560	1,620	1,680	1,770	1,900
$\frac{0,80}{0,80}$	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		$k_б$	1,200	1,200	1,225	1,300	1,375	1,450	1,525	1,600	1,675	1,750
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,275	1,350	1,425	1,500	1,575	1,650	1,725	1,800	1,875	1,950
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		$k_б$	1,200	1,200	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,270	1,340	1,410	1,480	1,550	1,620	1,690	1,760	1,830	1,900
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		$k_б$	1,200	1,200	1,205	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,265	1,330	1,395	1,480	1,525	1,590	1,655	1,720	1,785	1,850

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,80/0,80	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		$k_б$	1,200	1,200	1,200	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_в$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,260	1,320	1,380	1,440	1,500	1,580	1,620	1,680	1,740	1,800
0,90/0,50	0,20	k	0,255	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		$k_б$	1,110	1,220	1,330	1,440	1,550	1,660	1,770	1,880	1,990	2,100
		$k_в$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,210	1,320	1,430	1,540	1,650	1,760	1,870	2,000	2,150	2,300
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		$k_б$	1,110	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_в$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,950	2,100	2,250
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		$k_б$	1,100	1,180	1,270	1,360	1,450	1,540	1,530	1,720	1,810	1,900
		$k_в$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,190	1,280	1,370	1,460	1,550	1,640	1,750	1,900	2,050	2,200
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		$k_б$	1,100	1,160	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_в$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,180	1,260	1,340	1,420	1,500	1,580	1,700	1,850	2,000	2,150
0,90/0,60	0,20	k	0,265	0,280	0,295	0,310	0,325	0,340	0,355	0,370	0,385	0,400
		$k_б$	1,100	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000
		$k_в$	0,420	0,440	0,460	0,480	0,500	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600
		k_R	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,920	2,060	2,200
	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		$k_б$	1,100	1,180	1,270	1,360	1,450	1,540	1,530	1,720	1,810	1,900
		$k_в$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,190	1,280	1,370	1,460	1,550	1,640	1,730	1,870	2,010	2,150
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		$k_б$	1,100	1,160	1,240	1,320	1,400	1,480	1,550	1,640	1,720	1,800
		$k_в$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,180	1,260	1,340	1,420	1,500	1,580	1,680	1,820	1,960	2,100
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		$k_б$	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_в$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,630	1,770	1,910	2,050
	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		$k_б$	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_в$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,580	1,720	1,860	2,000
0,90/0,70	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		$k_б$	1,100	1,160	1,240	1,320	1,400	1,480	1,560	1,640	1,720	1,800
		$k_в$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,180	1,260	1,340	1,420	1,500	1,580	1,660	1,790	1,920	2,050

Продолжение табл. 14.29

$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0{,}90}{0{,}70}$	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		k_0	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,460	0,490	0,500
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,610	1,740	1,870	2,000
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,100	1,130	1,195	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,155	1,230	1,295	1,360	1,425	1,490	1,560	1,690	1,820	1,950
	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,520	1,640	1,770	1,900
$\frac{0{,}90}{0{,}80}$	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		k_0	1,100	1,150	1,225	1,300	1,375	1,450	1,525	1,600	1,675	1,750
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,175	1,250	1,325	1,400	1,475	1,550	1,625	1,710	1,830	1,950
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,350
		k_0	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,590	1,660	1,780	1,900
	0,35	k	0,255	0,266	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		k_0	1,100	1,130	1,195	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,650
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,165	1,230	1,295	1,360	1,425	1,490	1,555	1,620	1,730	1,850
	0,40	k	0,255	0,250	0,266	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		$k_б$	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,520	1,580	1,680	1,800
	0,45	k	0,252	0,255	0,258	0,264	0,270	0,276	0,282	0,288	0,294	0,300
		$k_б$	1,100	1,110	1,165	1,220	1,275	1,330	1,385	1,440	1,495	1,550
		$k_б$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,155	1,210	1,265	1,320	1,375	1,430	1,485	1,540	1,630	1,750
$\frac{0{,}90}{0{,}90}$	0,25	k	0,262	0,275	0,288	0,300	0,312	0,325	0,338	0,352	0,366	0,380
		$k_б$	1,100	1,150	1,225	1,300	1,375	1,450	1,525	1,600	1,675	1,750
		$k_б$	0,415	0,430	0,445	0,460	0,475	0,490	0,505	0,520	0,535	0,550
		k_R	1,175	1,250	1,325	1,400	1,475	1,550	1,625	1,700	1,775	1,850
	0,30	k	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,312	0,324	0,336	0,348	0,360
		$k_б$	1,100	1,140	1,210	1,280	1,350	1,420	1,490	1,560	1,630	1,700
		$k_б$	0,410	0,420	0,430	0,440	0,450	0,460	0,470	0,480	0,490	0,500
		k_R	1,170	1,240	1,310	1,380	1,450	1,520	1,590	1,660	1,730	1,800
	0,35	k	0,258	0,265	0,272	0,280	0,290	0,300	0,310	0,320	0,330	0,340
		$k_б$	1,100	1,130	1,195	1,260	1,325	1,390	1,455	1,520	1,585	1,550
		$k_б$	0,405	0,410	0,415	0,420	0,425	0,430	0,435	0,440	0,445	0,450
		k_R	1,165	1,230	1,295	1,360	1,425	1,490	1,555	1,620	1,685	1,750

Продолжение табл. 14.29

$\frac{a_1}{a_2}$	$\frac{b}{l}$	Коэффициент	P_2/P_1									
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{0,90}{0,90}$	0,40	k	0,255	0,260	0,265	0,272	0,280	0,288	0,296	0,304	0,312	0,320
		k_0	1,100	1,120	1,180	1,240	1,300	1,360	1,420	1,480	1,540	1,600
		$k_в$	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,160	1,220	1,280	1,340	1,400	1,460	1,520	1,580	1,640	1,700
	0,45	k	0,252	0,255	0,258	0,264	0,270	0,276	0,282	0,288	0,294	0,300
		$k_в$	1,100	1,110	1,155	1,220	1,275	1,330	1,385	1,440	1,495	1,550
		$k_в$	0.400	0.400	0.400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
		k_R	1,155	1,210	1,265	1,320	1,375	1,430	1,485	1,540	1,595	1,650

Неразрезные пятипролетные балки

Данные для расчета пятипролетных подкрановых балок под два одинаковых крана приведены в табл. 14.30.

Ординаты огибающих эпюр M и Q от крановой нагрузки даны через 0,1 пролета в зависимости от величин K (база крана) и b (минимальное буферное расстояние), характеризующих краны (рис. 14.6).

Расчетные огибающие эпюры M и Q получаются суммированием ординат эпюр от крановой нагрузки (рис. 14.6, *г* и *д* и табл. 14.30) с ординатами эпюры от собственного веса подкрановой балки и подкранового пути. Для получения действительных ординат эпюр от собственного веса балки необходимо безразмерные ординаты, приведенные на рис. 14.6, *б* и *в*, умножить на gl^2 — для эпюры изгибающих моментов и gl — для эпюры поперечных сил.

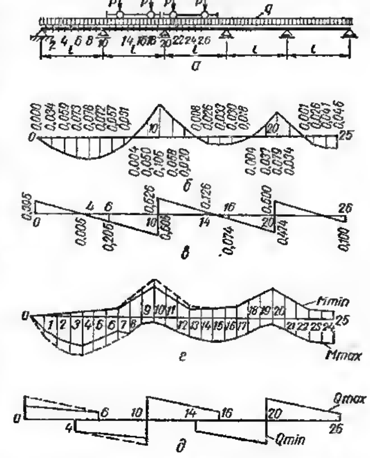


Рис. 14.6. Неразрезная подкрановая балка:

а — расчетная схема; *б* и *в* — эпюры изгибающих моментов и поперечных сил от равномерно распределенной нагрузки; *г* и *д* — огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил от крановой нагрузки.

В таблицах также учитывается случай, когда возможен сход крана с данной балки (балка у температурного шва). Ординаты, соответствующие этому случаю, даны в таблицах в скобках. Вертикальной прямой со стрелками ↕ заменены ординаты сечений, в которых эпюра изменяется линейно между ближайшими приведенными в таблице ординатами.

Таблица 14.30. **Данные для расчета неразрезных пятипролетных подкрановых балок под два одинаковых крана**

Сечение	K = 0,3l								K = 0,4l							
	b = 0,1l				b = 0,2l				b = 0,1l				b = 0,2l			
	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$
0	0	0	—	2383	0	0	—	2148	0	0	—	1964(2273)	0	0	—	1807(2046)
1		191(202)	—		19	180	—			157(192)	—			144(171)	—	
2		300(334)	—		39	293	—			242(316)	—			221(276)	—	
3		402	—		58	345	—			289(378)	—			260(324)	—	
4		452	755		78	394	755			386(404)	740			323(353)	616	
5		453			97	377				385				320(341)		
6		400		388	117	341		388		342		331		284		331
7		290		—	136	247		—		248		—		208		—
6		148		—	156	148		—	140	133		—	120	133		—
9	200	54		—	194	50		—	173	42		—	173	39		—
10	325	50	2871	2653	324	52	2647	2443	309	47	2625	2546	295	40	2445	2336
11	263	54	—		232	54	—		210	46	—		180(192)	46	—	
12		149	—		198	133	—		180	121	—		144(164)	117	—	
13		277	—		165	233	—		149	234	—		121(136)	194	—	
14		353	654		131	298	654		131	303	560		117	253	560	
15	124	372			124	309			113	321			113	265		
16		349		684	119	295		669		300		590	108	251		590
17		269		—	131	226		—		230		—	104	191		—
16		150		—	156	150		—	141	136		—	120	136		—
19	209	62		—	182	69		—	161	56		—	161	56		—
20	303	90	2653	2648	300	91	2447	2440	274	82	2540	2535	274	82	2334	2327
21	209	72	—		186	72	—		167	61	—		163	52	—	
22		156	—		159	157	—		142	142	—		122	142	—	
23		258	—		132	224	—			228	—		101	195	—	
24		345	—		111	292	—			297	—		101	248	—	
25	110	366	—		111	303	—		101	317	—		101	195	—	
26	—	—	—	648	—	—	—	648	—	—	—	557	—	—	—	557
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Продолжение табл. 14.30

Сечение	$K = 0{,}5l$											
	$b = 0{,}1l$				$b = 0{,}2l$				$b = 0{,}3l$			
	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$
0	0	50	—	1658(2171)	0	0	—	1541(1953)	0	0	—	1446(1750)
1	↑	131(183)	—	↑	↑	122(162)	—	↑	↑	120(144)	—	↑
2		200(300)	—			197(263)	—			197(230)	—	
3		234(357)	—			234(308)	—			234(266)	—	
4		263(376)	550			236(325)	547(587)			238(275)	562	
5		329(355)	↑	↓	↓	271(313)	↑	↓		223(274)	↑	↓
6		295		312	72	230(261)		288		220(231)		288
7	↓	218		—	82	188		—	↓	188		—
8	105	124		—	95	130		—	95	124		—
9	203	35	↓	—	154	35	↓	—	175	35	↓	—
10	300	36	2510	2426	283	33	2324	2222	254	32	2120	2013
11	206(228)	44	—	↑	186	44	—	↑	188	44	—	↑
12	112(156)	108	—		140	108	—		121	108	—	
13	↑	205	—		116	167	—		↑	163	—	
14	↓	264	496		104	220	481			188	487	
15	100	283	↑	↓	↑	232	↑	↓		192	↑	↓
16	↑	265		515	↓	219		515		194		515
17	↓	203		—	92	175		—	↓	175		—
18	106	126		—	98	126		—	98	126		—
19	187	50	↓	—	161	50	↓	—	170	50	↓	—
20	268	73	2416	2411	253	72	2214	2207	242	73	2005	1997
21	187	57	—	↑	162	57	—	↑	170	57	—	↑
22	106	131	—		91	131	—		98	131	—	
23	↑	202	—		89	178	—		↑	178	—	
24	↓	263	—		89	218	—		↓	196	—	
25	89	280	—	↓	89	229	—	↓	89	189	—	↓
26	—	—	—	491	—	—	—	484	—	—	—	484
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{10000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Продолжение табл. 14.30

Сечение	$K = 0,6l$											
	$b = 0,1l$				$b = 0,2l$				$b = 0,3l$			
	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$
0	0	0	—	1426(2078)	0	0	—	1441(1871)	0	0	—	1278(1681)
1	↑	112(175)	—	↑	↑	111(156)	—	↑	↑	110(138)	—	↑
2		179(286)	—			179(252)	—			179(222)	—	
3		212(341)	—			212(296)	—			212(258)	—	
4		214(355)	584(863)			214(303)	584(742)			214(255)	617	
5		213(336)	↑	↓		194(294)	↑	↓		193(255)	↑	↓
6		255(280)		426	↓	205(240)		341		194(216)		322
7	↓	198		—	71	173		—	↓	173		—
8	87	117		—	84	117		—	81	117		—
9	184	36	↓	—	161	36	↓	—	156(172)	36	↓	—
10	280	28	2382	2302	272	28	2191	2105	230(263)	28	1984	1910
11	188(204)	45	—	↑	175	45	—	↑	153(180)	45	—	↑
12	96(127)	104	—		109	104	—		96	104	—	
13	↑	186	—		93	152	—		↑	152	—	
14	↓	240	546		89	198	518		↓	172	511	
15	85	256	↑	↓	85	211	↑	↓	85	175	↑	↓
16	↑	240		539	82	198		540	↑	177		531
17	↓	188		—	78	162		—	↓	162		—
18	87	119		—	83	119		—	83	119		—
19	170	50	↓	—	158	50	↓	—	153	50	↓	—
20	253	62	2288	2283	239	62	2083	2087	222	62	1896	1892
21	170	57	—	↑	158	57	—	↑	153	57	—	↑
22	87	124	—		84	124	—		83	124	—	
23	↑	187	—		76	166	—		↑	166	—	
24	↓	239	—		76	198	—		↓	179	—	
25	76	254	—	↓	76	209	—	↓	76	173	—	↓
26	—	—	—	547	—	—	—	513	—	—	—	508
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Продолжение табл. 14.30

Сечение	$K = 0{,}7l$											
	$b = 0{,}2l$				$b = 0{,}3l$				$b = 0{,}4l$			
	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$
0	0	0	—	1226(1603)	0	0	—	1226(1627)	0	0	—	1226(1471)
1	8	102(150)	—			102(134)	—			102(121)	—	
2	17	165(244)	—			165(217)	—			165(194)	—	
3	25	194(289)	—			194(254)	—			194(226)	—	
4	33	197(292)	605(780)			197(254)	655			197(224)	585	
5	42	179(282)				179(242)				179(210)		
6	50	145(238)		242(346)		145(209)		318		145(191)		318
7	59	158(158)		—		158		—		158		—
8	86	114		—	78	114		—	58	114		—
9	159	41		—	151(171)	41		—	137(156)	41		—
10	275	23	2051	1994	224(264)	23	1843	1816	206(248)	23	1462(1656)	1650
11	189	50	—		151(186)	50	—		142(174)	50	—	
12	109	102	—		77(103)	102	—		77(100)	102	—	
13	75	144	—			144	—			144	—	
14	72	186	544			161	405			161	374	
15	70	198			69	165			69	156		
16	67	187		550		164		418		164		457
17	64	152		—		152		—		152		—
18	86	115		—	77	115		—	58	115		—
19	154	53		—	146	53		—	133	53		—
20	229	50	1979	1976	214	51	1799	1798	197	51	1534	1631
21	154	59	—		146	58	—		133	58	—	
22	86	119	—		77	118	—		68	118	—	
23	63	156	—			155	—			155	—	
24	63	188	—			166	—			166	—	
25	63	198	—		63	165	—		53	156	—	
26	—	—	—	540	—	—	—	422	—	—	—	386
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

Продолжение табл. 14.30

Сечение	K = 0,8l											
	b = 0,2l				b = 0,3l				b = 0,4l			
	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$	$M_{мин}$	$M_{макс}$	$Q_{мин}$	$Q_{макс}$
0	0	0	—	1140(1749)	0	0	—	1140(1588)	0	0	—	1140(1446)
1	↑	95(146)	—	↑	↑	94(132)	—	↑	↑	94(120)	—	↑
2		153(239)	—			153(214)	—			153(193)	—	
3		182(285)	—			182(254)	—			182(227)	—	
4		186(291)	615(805)			186(256)	580			186(228)	595	
5		171(275)	↑	↓		171(236)	↑	↓		171(209)	↑	↓
6	↓	142(237)		236(357)	↓	141(207)		316	↓	141(189)		266
7	49	104(172)		—	49	104(156)		—	49	104(156)		—
8	92	112		—	↑	112		—	↑	112		—
9	157	51	↓	—	↓	51	↓	—	↓	51	↓	—
10	230(272)	19	1400(1900)	1894	218(260)	36	1317(1826)	1737	204(242)	19	1313(1734)	1589
11	122(195)	55	—	↑	↑	56	—	↑	↑	55	—	↑
12	58(122)	102	—		↓	102	—		↓	102	—	
13	↑	143(73)	—		57(73)	138	—		57(73)	138	—	
14		172(68)	559		56(59)	153	548		56(69)	153	531	
15		193(64)	↑	↓	55(64)	153	↑	↓	55(64)	149	↑	↓
16	↓	184(60)		552	54(60)	155		497	56(60)	155		433
17	56	149		—	53(56)	144		—	56	144		—
18	92	113		—	↑	113		—	↑	113		—
19	151	59	↓	—	↓	59	↓	—	↓	59	↓	—
20	220	46	1880	1879	206	46	1723	1722	192	46	1567	1574
21	149	67	—	↑	↑	67	—	↑	↑	67	—	↑
22	91	119	—		↓	119	—		↓	119	—	
23	52	150	—		56	150	—		56	150	—	
24	52	185	—		64	159	—		54	159	—	
25	52	195	—	↓	52	164	—	↓	52	151	—	↓
26	—	—	—	559	—	—	—	539	—	—	—	522
Множитель	$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$		$\frac{Pl}{1000}$		$\frac{P}{1000}$	

ЛИТЕРАТУРА
К РАСЧЕТУ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Железобетонные подкрановые балки под мостовые краны. Проектно-расчетная инструкция. Раздел VI, серия 622. Промстройпроект, 1940.

Илларионов В. А. Таблицы для расчета неразрезных подкрановых балок. М., Госпроектстрой, 1932.

Илларионов В. А., Френкель П. М. Расчет железобетонных подкрановых балок (таблицы). М., Стройиздат, 1934.

ПЛИТЫ, ОПЕРТЫЕ ПО КОНТУРУ

Ниже приведены таблицы и формулы для расчета по упругой стадии и методом предельного равновесия плит различной конфигурации, при различном их опирании и для разных видов загружения. На рис. 14.7 приведены условные обозначения опор плит, опертых по контуру.

В таблицах приведены коэффициенты для определения величин изгибающих моментов, отнесенных к единице ширины плиты (1 *м* или 1 *см*). Следовательно, размерность получаемых изгибающих моментов будет *кг · м/м*; *кг · см/см*; *т · м/м* (в зависимости от того, какая размерность принята для нагрузки и размеров пролетов). Для плиты, опертой по контуру, величина изгибающего момента (на погонную единицу ширины) зависит от суммарной величины нагрузки и способа ее приложения и не зависит от абсолютных размеров плиты.

Защемленная сторона

Свободно опертая сторона

Свободно висящая сторона

Рис. 14.7. Условные обозначения опор плит.

Так, для квадратной свободно опертой плиты (схема первая в табл. 14.31), загруженной равномерно распределенной нагрузкой, имеющей равнодействующую $P = pl_к l_д = 2000$ *кг*, интенсивность пролетных максимальных моментов в обоих направлениях равна

$$M_к = M_д = \alpha_к P = \alpha_д P = 0{,}0365 \cdot 2\,000 = 73\ кг \cdot м/м = 73\ кг \cdot см/см.$$

Если нагрузка $P = 2000$ *кг* будет сосредоточена в центре плиты (схема первая, табл. 14.32), то независимо от абсолютных размеров плиты интенсивность максимальных пролетных моментов в обоих направлениях будет равна

$$M_к \simeq M_д \simeq 0{,}146 \cdot 2\,000 = 292\ кг \cdot м/м = 292\ кг \cdot см/см.$$

Прямоугольные плиты

Данные для расчета в упругой стадии прямоугольных плит, загруженных равномерно распределенной нагрузкой при одиннадцати различных схемах опирания, содержит табл. 14.31 (таблица Маркуса — Лезера, переработанная и дополненная Промстройпроектом). В ней приняты следующие обозначения (рис. 14.8):

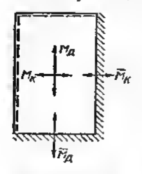


Рис. 14.8. Изгибающие моменты в прямоугольных плитах, опертых по контуру.

$M_к$ и $M_д$ — максимальные пролетные изгибающие моменты, действующие в направлении коротких и длинных сторон;

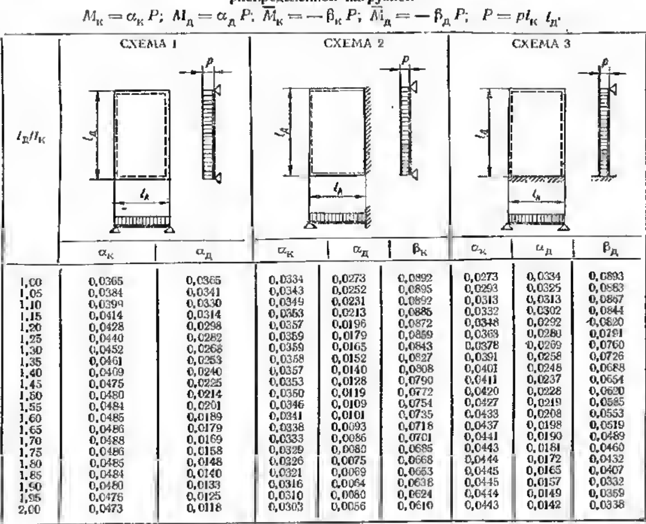
$\bar{M}_к$ и $\bar{M}_д$ — максимальные опорные изгибающие моменты, действующие в направлении коротких и длинных сторон.

Если углы свободно лежащей плиты могут беспрепятственно подниматься, то табл. 14.31 для определения изгибающих моментов пользоваться нельзя.

Табл. 14.32 содержит данные для расчета в упругой стадии плит, опертых по контуру, загруженных сосредоточенной силой, а 14.33 — для расчета в упругой стадии прямоугольных плит, свободно опертых по контуру, загру-

Таблица 14.31. **Прямоугольные плиты, загруженные сплошной равномерно распределенной нагрузкой**

$M_к = \alpha_к P$; $M_д = \alpha_д P$; $\overline{M}_к = -\beta_к P$; $\overline{M}_д = -\beta_д P$; $P = pl_к\ l_д$.



$l_д/l_к$	СХЕМА 1 $\alpha_к$	СХЕМА 1 $\alpha_д$	СХЕМА 2 $\alpha_к$	СХЕМА 2 $\alpha_д$	СХЕМА 2 $\beta_к$	СХЕМА 3 $\alpha_к$	СХЕМА 3 $\alpha_д$	СХЕМА 3 $\beta_д$
1,00	0,0365	0,0365	0,0334	0,0273	0,0892	0,0273	0,0334	0,0893
1,05	0,0384	0,0341	0,0343	0,0252	0,0895	0,0293	0,0325	0,0883
1,10	0,0399	0,0330	0,0349	0,0231	0,0892	0,0313	0,0313	0,0867
1,15	0,0414	0,0314	0,0353	0,0213	0,0886	0,0332	0,0302	0,0844
1,20	0,0428	0,0298	0,0357	0,0196	0,0872	0,0348	0,0292	0,0820
1,25	0,0440	0,0282	0,0359	0,0179	0,0859	0,0363	0,0280	0,0791
1,30	0,0452	0,0268	0,0359	0,0165	0,0843	0,0378	0,0269	0,0760
1,35	0,0461	0,0253	0,0358	0,0152	0,0827	0,0391	0,0258	0,0726
1,40	0,0409	0,0240	0,0357	0,0140	0,0808	0,0401	0,0248	0,0688
1,45	0,0475	0,0225	0,0353	0,0128	0,0790	0,0411	0,0237	0,0654
1,50	0,0480	0,0214	0,0350	0,0119	0,0772	0,0420	0,0228	0,0620
1,55	0,0484	0,0201	0,0346	0,0109	0,0754	0,0427	0,0219	0,0585
1,60	0,0485	0,0189	0,0341	0,0101	0,0735	0,0433	0,0208	0,0553
1,65	0,0486	0,0179	0,0338	0,0093	0,0718	0,0437	0,0198	0,0519
1,70	0,0488	0,0169	0,0333	0,0086	0,0701	0,0441	0,0190	0,0489
1,75	0,0486	0,0158	0,0329	0,0080	0,0685	0,0443	0,0181	0,0460
1,80	0,0485	0,0148	0,0326	0,0075	0,0668	0,0444	0,0172	0,0432
1,85	0,0484	0,0140	0,0321	0,0069	0,0653	0,0445	0,0165	0,0407
1,90	0,0480	0,0133	0,0316	0,0064	0,0638	0,0445	0,0157	0,0332
1,95	0,0476	0,0125	0,0310	0,0060	0,0624	0,0444	0,0149	0,0359
2,00	0,0473	0,0118	0,0303	0,0056	0,0610	0,0443	0,0142	0,0338

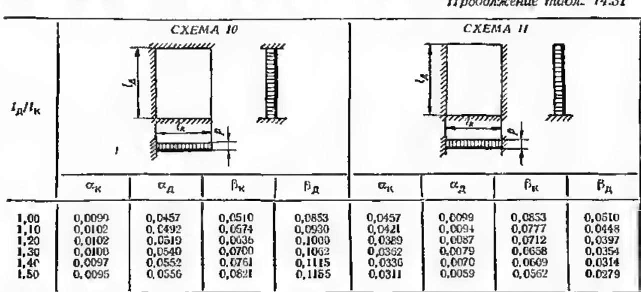
Продолжение табл. 14.31

$l_д/l_к$	СХЕМА 4 $\alpha_к$	СХЕМА 4 $\alpha_д$	СХЕМА 4 $\beta_к$	СХЕМА 5 $\alpha_к$	СХЕМА 5 $\alpha_д$	СХЕМА 5 $\beta_д$	СХЕМА 6 $\alpha_к$	СХЕМА 6 $\alpha_д$	СХЕМА 6 $\beta_к$	СХЕМА 6 $\beta_д$
1,00	0,0267	0,0180	0,0694	0,0180	0,0267	0,0694	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625
1,05	0,0267	0,0161	0,0680	0,0199	0,0265	0,0705	0,0282	0,0255	0,0655	0,0590
1,10	0,0266	0,0146	0,0667	0,0218	0,0262	0,0708	0,0292	0,0242	0,0675	0,0558
1,15	0,0264	0,0131	0,0650	0,0236	0,0258	0,0710	0,0301	0,0228	0,0691	0,0522
1,20	0,0261	0,0118	0,0633	0,0254	0,0254	0,0707	0,0309	0,0214	0,0703	0,0488
1,25	0,0257	0,0106	0,0616	0,0271	0,0248	0,0700	0,0314	0,0202	0,0710	0,0454
1,30	0,0254	0,0097	0,0599	0,0287	0,0242	0,0689	0,0319	0,0188	0,0711	0,0421
1,35	0,0250	0,0088	0,0582	0,0302	0,0235	0,0676	0,0320	0,0176	0,0711	0,0391
1,40	0,0245	0,0080	0,0565	0,0316	0,0229	0,0660	0,0323	0,0165	0,0709	0,0361
1,45	0,0240	0,0072	0,0550	0,0329	0,0222	0,0641	0,0324	0,0154	0,0703	0,0334
1,50	0,0235	0,0066	0,0534	0,0341	0,0214	0,0621	0,0324	0,0144	0,0695	0,0310
1,55	0,0230	0,0060	0,0519	0,0352	0,0207	0,0599	0,0323	0,0134	0,0686	0,0286
1,60	0,0226	0,0056	0,0506	0,0362	0,0200	0,0577	0,0321	0,0125	0,0678	0,0265
1,65	0,0221	0,0051	0,0493	0,0369	0,0193	0,0555	0,0319	0,0117	0,0668	0,0245
1,70	0,0217	0,0047	0,0476	0,0376	0,0186	0,0531	0,0316	0,0109	0,0657	0,0228
1,75	0,0212	0,0043	0,0468	0,0383	0,0179	0,0507	0,0313	0,0097	0,0645	0,0211
1,80	0,0208	0,0040	0,0454	0,0388	0,0172	0,0484	0,0308	0,0096	0,0635	0,0196
1,85	0,0204	0,0037	0,0443	0,0393	0,0165	0,0461	0,0305	0,0089	0,0622	0,0183
1,90	0,0199	0,0034	0,0432	0,0396	0,0158	0,0439	0,0302	0,0084	0,0612	0,0169
1,95	0,0196	0,0032	0,0422	0,0398	0,0152	0,0418	0,0299	0,0078	0,0699	0,0160
2,00	0,0193	0,0030	0,0412	0,0400	0,0146	0,0397	0,0294	0,0074	0,0588	0,0147

Продолжение табл. 14.31

$l_д/l_к$	СХЕМА 7				СХЕМА 8				СХЕМА 9			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0226	0,0198	0,0556	0,0417	0,0198	0,0226	0,0417	0,0556	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,05	0,0231	0,0184	0,0560	0,0385	0,0213	0,0221	0,0450	0,0545	0,0187	0,0171	0,0437	0,0394
1,10	0,0234	0,0169	0,0565	0,0350	0,0226	0,0212	0,0481	0,0530	0,0194	0,0161	0,0450	0,0372
1,15	0,0236	0,0154	0,0564	0,0319	0,0238	0,0206	0,0507	0,0511	0,0200	0,0150	0,0461	0,0349
1,20	0,0236	0,0142	0,0560	0,0292	0,0249	0,0198	0,0530	0,0491	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,25	0,0236	0,0132	0,0552	0,0267	0,0258	0,0189	0,0549	0,0470	0,0207	0,0133	0,0473	0,0303
1,30	0,0235	0,0120	0,0545	0,0242	0,0266	0,0181	0,0565	0,0447	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,35	0,0233	0,0110	0,0536	0,0222	0,0272	0,0172	0,0577	0,0424	0,0210	0,0115	0,0474	0,0262
1,40	0,0230	0,0102	0,0526	0,0202	0,0279	0,0162	0,0588	0,0400	0,0210	0,0107	0,0473	0,0240
1,45	0,0228	0,0094	0,0516	0,0185	0,0282	0,0154	0,0593	0,0377	0,0209	0,0100	0,0469	0,0223
1,50	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169	0,0285	0,0146	0,0597	0,0354	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,55	0,0221	0,0079	0,0495	0,0155	0,0289	0,0138	0,0599	0,0332	0,0206	0,0086	0,0459	0,0191
1,60	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142	0,0289	0,0130	0,0599	0,0312	0,0205	0,0080	0,0452	0,0177
1,65	0,0214	0,0067	0,0473	0,0131	0,0290	0,0123	0,0597	0,0293	0,0202	0,0074	0,0446	0,0164
1,70	0,0210	0,0062	0,0462	0,0120	0,0290	0,0116	0,0594	0,0274	0,0200	0,0069	0,0438	0,0152
1,75	0,0206	0,0058	0,0452	0,0112	0,0290	0,0109	0,0589	0,0256	0,0197	0,0064	0,0431	0,0141
1,80	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102	0,0288	0,0103	0,0583	0,0240	0,0195	0,0060	0,0423	0,0131
1,85	0,0200	0,0050	0,0432	0,0095	0,0286	0,0097	0,0576	0,0225	0,0192	0,0056	0,0415	0,0122
1,90	0,0196	0,0046	0,0422	0,0088	0,0284	0,0092	0,0570	0,0212	0,0190	0,0052	0,0408	0,0113
1,95	0,0192	0,0043	0,0413	0,0082	0,0282	0,0085	0,0562	0,0198	0,0186	0,0049	0,0400	0,0107
2,00	0,0189	0,0040	0,0404	0,0076	0,0280	0,0081	0,0555	0,0187	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

Продолжение табл. 14.31



$l_д/l_к$	СХЕМА 10				СХЕМА 11			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0090	0,0457	0,0510	0,0853	0,0457	0,0099	0,0853	0,0510
1,10	0,0102	0,0492	0,0574	0,0930	0,0421	0,0094	0,0777	0,0448
1,20	0,0102	0,0519	0,0636	0,1000	0,0389	0,0087	0,0712	0,0397
1,30	0,0100	0,0540	0,0700	0,1062	0,0362	0,0079	0,0658	0,0354
1,40	0,0097	0,0552	0,0761	0,1115	0,0336	0,0070	0,0609	0,0314
1,50	0,0095	0,0556	0,0821	0,1155	0,0311	0,0059	0,0562	0,0279

женных линейными или распределенными по прямоугольной площадке нагрузками. Как частный случай табл. 14.33 включает схему 1 табл. 14.31 и схему 1 табл. 14.32.

Величины M_x и M_y представляют собой максимальные пролетные изгибающие моменты в направлениях l_x и l_y.

В табл. 14.34 приведены данные для определения в упругой стадии изгибающих моментов в прямоугольных плитах, опертых по трем и четырем сторонам и нагруженных треугольной нагрузкой. Данные ее могут быть использованы и для расчета плит, загруженных трапециевидной нагрузкой. В этом случае последняя представляется как сумма двух треугольных.

Значение коэффициента Пуассона в табл. 14.31—14.34 принято равным нулю.

Таблица 14.32. **Прямоугольные плиты, загруженные сосредоточенной силой, расположенной в центре**

$$M_к = \alpha_к P;\ M_д = \alpha_д P;\ \overline{M}_к = -\beta_к P;\ \overline{M}_д = -\beta_д P.$$

$l_д/l_к$	СХЕМА 1		СХЕМА 2			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,146	0.146	0.108	0.108	0.094	0,094
1,10	0,162	0,143	0,118	0,104	0,113	0,083
1,20	0,179	0,141	0,128	0,100	0,126	0,074
1,30	0,198	0,140	0,136	0,096	0,139	0,063
1,40	0,214	0,138	0,143	0,092	0,149	0,055
1,50	0,230	0.137	0,150	0.088	0,156	0,047
1,60	0,244	0,135	0,156	0,086	0,162	0,040
1,70	0,258	0,134	0,160	0,083	0,167	0,035
1,80	0,270	0,132	0,162	0,080	0,171	0,030
1,90	0,280	0 131	0,165	0,078	0,174	0,026
2,00	0,290	0,130	0,168	0,076	0,176	0,022

Пример. Требуется определить максимальные значения изгибающих моментов в плите, изображенной на рис. 14.9, *а*.

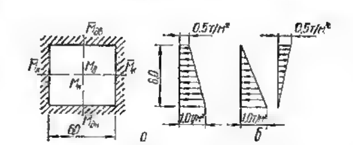


Рис. 14.9. Плита, опертая по контуру: *а* — расчетная схема; *б* — схема нагрузки.

Представляя заданную трапециевидную нагрузку в виде двух треугольных $p_1 = 1\ т/м^2$ и $p_2 = 0{,}5\ т/м^2$ (рис. 14.9, *б*), необходимо пользоваться табл. 14.34 (схема 1):

$$P_1 = \frac{1{,}0 \cdot 6{,}0 \cdot 6{,}0}{2} = 18{,}0\ т; \qquad P_2 = \frac{0{,}5 \cdot 6{,}0 \cdot 6{,}0}{2} = 9{,}0\ т;$$

$$M_к = 0{,}0184\ (18{,}0 + 9{,}0) = 0{,}50\ т \cdot м/м;$$

$$M_д = 0{,}0206\ (18{,}0 + 9{,}0) = 0{,}56\ т \cdot м/м;$$

$$\overline{M}_к = -0{,}0448\ (18{,}0 + 9{,}0) = -1{,}21\ т \cdot м/м;$$

$$\overline{M}_{дн} = -0{,}0562 \cdot 18{,}0 - 0{,}0332 \cdot 9{,}0 = -1{,}31\ т \cdot м/м;$$

$$\overline{M}_{дв} = -0{,}0332 \cdot 18{,}0 - 0{,}0562 \cdot 9{,}0 = -1{,}10\ т \cdot м/м.$$

Максимальные пролетные и опорные изгибающие моменты, а также прогибы в характерных точках для упругой стадии работы плит приведены в табл. 14.37—14.38 (автор таблиц А. С. Калманок).

В табл. 14.37—14.38 приняты следующие обозначения:

M_x и M_y — пролетные изгибающие моменты в центре плиты в направлениях l_x и l_y;

$\overline{M}_x$ и $\overline{M}_y$ — опорные изгибающие моменты в направлениях l_x и l_y;

$\overline{M}_x$ и $\overline{M}_y$ — опорные изгибающие моменты в направлении l_x посередине двух взаимно противоположных сторон;

$M_y^г$ — максимальный пролетный изгибающий момент, действующий вдоль свободной грани на ее середине;

$\overline{M}_y^г$ — максимальный опорный изгибающий момент (в направлении l_y) в углах плиты, где сходятся ее защемленные и свободно висящие стороны;

f_0 — прогиб в центре плиты;

$f_{макс}$ — максимальный прогиб плиты;

$f_г$ — прогиб в середине свободной грани;

$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость плиты;

E — модуль упругости;

h — толщина плиты;

μ — коэффициент Пуассона (для расчета железобетонных плит можно принять $\mu = 0$).

Значения прогибов изгибающих моментов для плит, опертых в точках, содержат табл. 14.35, 14.36 и 14.39 (таблицы А. С. Калманок).

Таблицы могут быть использованы для расчета элементов панельных и каркасно-панельных зданий.

Принятые обозначения изгибающих моментов изображены на эскизах в таблицах. Для прогибов приняты следующие обозначения:

W_0 — прогиб в центре плиты;

W_1 — прогиб посередине свободной стороны размером a;

W_2 — прогиб посередине свободной стороны размером b.

Данные для расчета в упругой стадии прямоугольных плит, загруженных треугольной нагрузкой, приведены в табл. 14.40—14.42. Боковые и нижняя стороны во всех случаях приняты защемленными, а для верхней стороны предусмотрены различные условия: заделка, шарнирно-неподвижное опирание и свободно висящий край.

В табл. 14.40—14.42 приведены значения коэффициентов α, γ_x, γ_y, η_x, η_y и β для определения прогибов, кривизн, изгибающих моментов и опорных реакций.

Формулы для определения указанных величин приведены в таблицах.

Изгибающие моменты и опорные реакции вычислены при значении коэффициента Пуассона $\mu = {}^1/_6$.

Для прямоугольных плит величина λ в указанных таблицах равна ${}^1/_6$ большего размера плиты. Таким образом:

$$\text{при } l_x > l_y$$

$$\lambda = \lambda_x = \frac{l_x}{6};$$

$$\text{при } l_x < l_y$$

$$\lambda = \lambda_y = \frac{l_y}{6}.$$

Вычисленные по табл. 14.40—14.42 изгибающие моменты и опорные реакции относятся к единице ширины плиты. Таким образом, если нагрузка при-

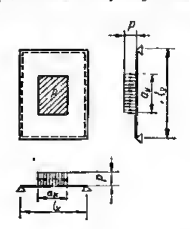
нята в $т/м^2$, а размеры плиты в $м$, то изгибающие моменты будут иметь размерность $т \cdot м/м$, а опорные реакции будут выражены в $т/м$.

Табл. 14.40—14.42 могут применяться также для расчета плит на равномерную и трапециевидную нагрузку. В этих случаях равномерная или трапециевидная нагрузка расчленяются на две треугольные. При пользовании табл. 14.40—14.42 трапециевидная нагрузка расчленяется на равномерную и треугольную (в зависимости от характера трапециевидной эпюры, треугольная эпюра и вызванные ею усилия могут приниматься со знаками плюс или минус).

Таблица 14.33. **Прямоугольные свободно опертые по контуру плиты, загруженные линейной нагрузкой или нагрузкой, распределенной по прямоугольной площадке**

$$M_x = \alpha_x P;$$
$$M_y = \alpha_y P;$$

P — равнодействующая внешней нагрузки;
нагрузка на площади $P = p a_x a_y$;
нагрузка на прямой $P = p a_x$ или $P = p a_y$;
нагрузка в точке $P = P$.



a_x/l_x	l_y/l_x	a_y/l_y = 1,0		0,8		0,6		0,4		0,2		0,0	
		α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y	α_x	α_y
0,0	1,00	0,109	0,060	0,133	0,073	0,160	0,093	0,196	0,121	—	—	0,146	0,146
	1,20	0,112	0,046	0,154	0,057	0,180	0,086	0,216	0,114	—	—	0,179	0,141
	1,40	0,112	0,034	0,169	0,061	0,195	0,080	0,229	0,108	—	—	0,214	0,138
	1,60	0,111	0,025	0,179	0,057	0,204	0,074	0,238	0,104	—	—	0,244	0,135
	1,80	0,107	0,018	0,184	0,053	0,209	0,070	0,243	0,101	—	—	0,270	0,132
	2,00	0,103	0,013	0,188	0,048	0,212	0,068	0,246	0,097	—	—	0,290	0,130
0,2	1,00	0,088	0,058	0,105	0,072	0,124	0,090	0,144	0,117	—	—	—	—
	1,20	0,094	0,045	0,125	0,065	0,144	0,083	0,164	0,111	—	—	—	—
	1,40	0,095	0,034	0,140	0,060	0,158	0,078	0,175	0,105	—	—	—	—
	1,60	0,096	0,025	0,150	0,055	0,166	0,073	0,135	0,100	—	—	—	—
	1,80	0,094	0,019	0,155	0,051	0,172	0,069	0,190	0,097	—	—	—	—
	2,00	0,090	0,012	0,158	0,048	0,175	0,066	0,193	0,091	—	—	—	—
0,4	1,00	0,070	0,065	0,084	0,067	0,095	0,084	0,108	0,108	0,117	0,144	0,121	0,196
	1,20	0,077	0,043	0,103	0,063	0,115	0,078	0,127	0,102	0,135	0,127	0,141	0,190
	1,40	0,081	0,031	0,117	0,056	0,129	0,073	0,139	0,097	0,149	0,126	0,153	0,184
	1,60	0,082	0,024	0,126	0,052	0,137	0,068	0,147	0,092	0,154	0,125	0,160	0,180
	1,80	0,082	0,017	0,131	0,048	0,142	0,065	0,152	0,088	0,161	0,123	0,165	0,177
	2,00	0,078	0,012	0,135	0,048	0,146	0,062	0,156	0,085	0,163	0,120	0,168	0,173
0,6	1,00	0,056	0,050	0,066	0,061	0,076	0,076	0,084	0,096	0,090	0,124	0,093	0,160
	1,20	0,064	0,039	0,085	0,057	0,096	0,070	0,102	0,091	0,107	0,118	0,108	0,153
	1,40	0,069	0,029	0,097	0,051	0,105	0,065	0,113	0,085	0,118	0,111	0,119	0,147
	1,60	0,071	0,022	0,106	0,047	0,114	0,061	0,119	0,081	0,125	0,107	0,126	0,144
	1,80	0,070	0,014	0,110	0,044	0,119	0,057	0,125	0,076	0,129	0,104	0,131	0,141
	2,00	0,068	0,011	0,113	0,041	0,121	0,056	0,127	0,075	0,133	0,102	0,133	0,139
1,0	1,00	0,036	0,036	—	—	0,050	0,056	0,055	0,070	0,058	0,088	0,060	0,109
	1,20	0,043	0,030	—	—	0,063	0,051	0,068	0,065	0,070	0,083	0,072	0,105
	1,40	0,047	0,024	—	—	0,072	0,048	0,077	0,059	0,080	0,079	0,080	0,101
	1,60	0,048	0,019	—	—	0,078	0,044	0,081	0,057	0,084	0,076	0,084	0,098
	1,80	0,048	0,015	—	—	0,081	0,041	0,065	0,054	0,088	0,072	0,088	0,095
	2,00	0,047	0,012	—	—	0,082	0,040	0,087	0,053	0,090	0,071	0,091	0,093

Таблица 14.34. **Прямоугольные плиты, загруженные треугольной нагрузкой**

$M_к = \alpha_к P$; $M_д = \alpha_д P$; $\overline{M}_к = -\beta_к P$; $\overline{M}_д = -\beta_д P$; $\overline{M}_{кв} = -\beta_{кв} P$; $\overline{M}_{кн} = -\beta_{кн} P$;

$\overline{M}_{дв} = -\beta_{дв} P$; $\overline{M}_{дн} = -\beta_{дн} P$; $P = \frac{1}{2} p l_д l_к$.

$l_д/l_к$	СХЕМА 1					СХЕМА 2				
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_{дн}$	$\beta_{дв}$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_{кн}$	$\beta_{кв}$	$\beta_д$
1,00	0,0184	0,0206	0,0448	0,0562	0,0332	0,0206	0,0184	0,0562	0,0332	0,0446
1,10	0,0205	0,0190	0,0477	0,0538	0,0302	0,0218	0,0160	0,0576	0,0353	0,0411
1,20	0,0221	0,0173	0,0495	0,0506	0,0271	0,0227	0,0137	0,0580	0,0357	0,0372
1,30	0,0229	0,0156	0,0504	0,0470	0,0237	0,0231	0,0112	0,0577	0,0376	0,0336
1,40	0,0235	0,0137	0,0508	0,0431	0,0204	0,0233	0,0090	0,0569	0,0380	0,0302
1,50	0,0241	0,0120	0,0510	0,0387	0,0158	0,0233	0,0072	0,0556	0,0382	0,0276

$l_д/l_к$	СХЕМА 3				СХЕМА 4			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0216	0,0194	0,0502	0,0588	0,0194	0,0216	0,0588	0,0502
1,10	0,0229	0,0178	0,0515	0,0554	0,0211	0,0198	0,0614	0,0480
1,20	0,0236	0,0161	0,0521	0,0517	0,0228	0,0178	0,0633	0,0435
1,30	0,0239	0,0145	0,0522	0,0477	0,0243	0,0153	0,0644	0,0418
1,40	0,0241	0,0131	0,0519	0,0432	0,0257	0,0132	0,0650	0,0396
1,50	0,0241	0,0117	0,0514	0,0387	0,0271	0,0120	0,0652	0,0357

$l_д/l_к$	СХЕМА 5				СХЕМА 6			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0246	0,0172	0,0538	0,0698	0,0172	0,0246	0,0598	0,0538
1,10	0,0248	0,0163	0,0538	0,0553	0,0178	0,0244	0,0640	0,0535
1,20	0,0250	0,0153	0,0535	0,0510	0,0180	0,0242	0,0677	0,0533
1,30	0,0250	0,0142	0,0529	0,0469	0,0182	0,0244	0,0709	0,0533
1,40	0,0247	0,0128	0,0622	0,0429	0,0180	0,0249	0,0739	0,0536
1,50	0,0245	0,0114	0,0514	0,0390	0,0177	0,0261	0,0765	0,0555

Продолжение табл. 14.34

$l_д/l_к$	СХЕМА 7				СХЕМА 8			
	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0718	0,0042	0,1412	0,0422	0,0042	0,0718	0,0422	0,1412
1,10	0,0672	0,0037	0,1308	0,0350	0,0047	0,0758	0,0509	0,1510
1,20	0,0634	0,0031	0,1222	0,0290	0,0053	0,0790	0,0600	0,1600
1,30	0,0598	0,0025	0,1143	0,0240	0,0057	0,0810	0,0692	0,1675
1,40	0,0565	0,0019	0,1069	0,0200	0,0060	0,0826	0,0785	0,1740
1,60	0,0530	0,0012	0,1003	0,0158	0,0063	0,0828	0,0876	0,1790

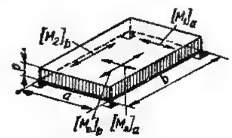


Таблица 14.35. **Прямоугольные плиты, опертые в четырех точках и загруженные равномерно распределенной нагрузкой**

Прогибы и моменты	$\nu = \frac{a}{b}$						Множитель
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	
W_0	0,0263	0,0218	0,0180	0,0158	0,0148	0,0140	$\frac{pb^4}{D}$
W_1	0,0172	0,0119	0,0079	0,0050	0,0030	0,0016	
W_2	0,0172	0,0164	0,0157	0,0151	0,0146	0,0141	
$[M_2]_b$	0,1606	0,1541	0,1486	0,1435	0,1386	0,1339	pb^2
$[M_1]_a$	0,1606	0,1367	0,1148	0,0955	0,0769	0,0692	
$[M_0]_b$	0,0947	0,1016	0,1078	0,1132	0,1178	0,1214	
$[M_0]_a$	0,0947	0,0698	0,0479	0,0289	0,0131	0,0005	

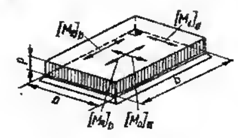


Таблица 14.36. **Прямоугольные плиты, опертые по двум сторонам и в точке и загруженные равномерно распределенной нагрузкой**

Прогибы и моменты	$\nu = \frac{a}{b}$						Множитель
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	
W_0	0,0122	0,0100	0,0080	0,0063	0,0048	0,0036	$\frac{pb^4}{D}$
W_1	0,0126	0,0089	0,0059	0,0037	0,0022	0,0011	
W_2	0,0126	0,0117	0,0106	0,0093	0,0078	0,0063	
$[M_2]_b$	0,1198	0,1092	0,0986	0,0870	0,0739	0,0578	pb^2
$[M_1]_a$	0,1198	0,1031	0,0866	0,0706	0,0547	0,0388	
$[M_0]_b$	0,0581	0,0540	0,0490	0,0432	0,0367	0,0294	
$[M_0]_a$	0,0581	0,0500	0,0421	0,0343	0,0270	0,0202	

Таблица 14.37. **Прямоугольные плиты, опертые по трем сторонам и загруженные равномерно распределенной нагрузкой**

СХЕМА 1 | СХЕМА 2 | СХЕМА 3 | СХЕМА 4

Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y 0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,50	2,00
		Множители для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$, для опорных моментов pl_x^2, для остальных моментов pl_y^2										
1	f_0	0,00149	0,00245	0,00348	0,00449	0,00543	0,00620	0,00711	0,00779	0,00892	0,01016	0,01135
	M_x	0,0082	0,0126	0,0161	0,0184	0,0198	0,0207	0,0202	0,0195	0,0179	0,0142	0,0088
	M_y	0,0131	0,0220	0,0317	0,0413	0,0505	0,0580	0,0669	0,0735	0,0856	0,0971	0,1101
	$f_г$	0,00285	0,00451	0,00615	0,00767	0,00892	0,00968	0,01084	0,01158	0,01249	0,01316	0,01369
	$M_y^г$	0,0266	0,0415	0,0575	0,0724	0,0848	0,0922	0,1037	0,1108	0,1201	0,1264	0,1316
2	f_0	0,00029	0,00072	0,00134	0,00211	0,00297	0,00387	0,00474	0,00554	0,00694	0,00862	0,01046
	M_x	−0,0059	−0,0056	−0,0031	−0,0011	0,0053	0,0090	0,0120	0,0144	0,0171	0,0164	0,0119
	M_y	0,0017	0,0056	0,0111	0,0182	0,0261	0,0353	0,0436	0,0514	0,0654	0,0825	0,1013
	$\overline{M}_x$	−0,4308	−0,3687	−0,3091	−0,2513	−0,2066	−0,1702	−0,1416	−0,1182	−0,0845	−0,0548	−0,0312
	$f_г$	0,00076	0,00182	0,00319	0,00475	0,00636	0,00780	0,00904	0,01003	0,01147	0,01280	0,01360
	$M_y^г$	0,0056	0,0153	0,0288	0,0436	0,0594	0,0736	0,0858	0,0955	0,1098	0,1229	0,1308

Продолжение табл. 14.37.

Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y 0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,50	2,00
		Множители для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$, для опорных моментов pl_x^2, для остальных моментов pl_y^2										
3	f_0	0,00093	0,00122	0,00147	0,00167	0,00185	0,00202	0,00216	0,00227	0,00245	0,00256	0,00259
	M_x	0,0077	0,0090	0,0098	0,0104	0,0103	0,0096	0,0086	0,0073	0,0055	0,0033	0,0011
	M_y	0,0117	0,0171	0,0217	0,0251	0,0284	0,0315	0,0336	0,0351	0,0378	0,0403	0,0415
	$\overline{M}_y$	−0,0377	−0,0472	−0,0557	−0,0612	−0,0662	−0,0707	−0,0744	−0,0771	−0,0806	−0,0828	−0,0833
	$f_г$	0,00160	0,00212	0,00243	0,00256	0,00264	0,00270	0,00274	0,00277	0,00281	0,00284	0,00286
	$M_y^г$	0,0230	0,0307	0,0361	0,0403	0,0426	0,0438	0,0442	0,0445	0,0447	0,0449	0,0450
	$\overline{M}_y^г$	−0,0693	−0,0782	−0,0846	−0,0852	−0,0854	−0,0853	−0,0850	−0,0848	−0,0846	−0,0845	−0,0845
4	f_0	0,00026	0,00056	0,00086	0,00114	0,00138	0,00168	0,00176	0,00193	0,00219	0,00238	0,00249
	M_x	−0,0048	−0,0014	0,0015	0,0044	0,0062	0,0076	0,0087	0,0084	0,0077	0,0052	0,0026
	M_y	0,0026	0,0070	0,0118	0,0170	0,0208	0,0236	0,0257	0,0275	0,0316	0,0362	0,0402
	$\overline{M}_x$	−0,3833	−0,2783	−0,2004	−0,1476	−0,1106	−0,0865	−0,0691	−0,0559	−0,0387	−0,0248	−0,0139
	$\overline{M}_y$	−0,0131	−0,0242	−0,0335	−0,0416	−0,0493	−0,0561	−0,0616	−0,0664	−0,0734	−0,0793	−0,0830
	$f_г$	0,00067	0,00129	0,00183	0,00219	0,00248	0,00263	0,00271	0,00276	0,00281	0,00284	0,00286
	$M_y^г$	0,0078	0,0173	0,0268	0,0333	0,0384	0,0413	0,0426	0,0436	0,0443	0,0449	0,0450
	$\overline{M}_y^г$	−0,0333	−0,0545	−0,0709	−0,0798	−0,0837	−0,0848	−0,0850	−0,0851	−0,0848	−0,0846	−0,0845

Таблица 14.38. **Прямоугольные плиты, опертые по трем сторонам и загруженные треугольной нагрузкой**

СХЕМА 1 СХЕМА 2 СХЕМА 3 СХЕМА 4

Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y 0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,50	2,00
		Множители для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$, для опорных моментов pl_x^2, для остальных моментов pl_y^2										
1	f_0	0,00051	0,00089	0,00127	0,00165	0,00204	0,00242	0,00284	0,00311	0,00373	0,00446	0,00534
	M_x	0,0045	0,0071	0,0094	0,0111	0,0123	0,0131	0,0134	0,0133	0,0125	0,0105	0,0070
	M_y	0,0045	0,0078	0,0112	0,0149	0,0187	0,0225	0,0258	0,0290	0,0351	0,0424	0,0510
	$f_г$	0,00085	0,00149	0,00202	0,00245	0,00283	0,00307	0,00323	0,00336	0,00343	0,00322	0,00281
	$M_y^г$	0,0086	0,0138	0,0190	0,0234	0,0271	0,0297	0,0313	0,0327	0,0334	0,0314	0,0275
2	f_0	0,00009	0,00021	0,00042	0,00069	0,00098	0,00132	0,00166	0,00200	0,00270	0,00357	0,00472
	M_x	−0,0016	−0,0001	0,0018	0,0038	0,0058	0,0078	0,0094	0,0108	0,0117	0,0120	0,0092
	M_y	0,0005	0,0015	0,0032	0,0057	0,0087	0,0120	0,0150	0,0181	0,0248	0,0336	0,0449
	$\overline{M}_x$	−0,1504	−0,1342	−0,1158	−0,1003	−0,0864	−0,0746	−0,0655	−0,0574	−0,0451	−0,0330	−0,0212
	$f_г$	0,00021	0,00049	0,00087	0,00132	0,00171	0,00209	0,00239	0,00261	0,00296	0,00295	0,00273
	$M_y^г$	0,0015	0,0041	0,0077	0,0122	0,0162	0,0200	0,0229	0,0251	0,0288	0,0288	0,0267

Продолжение табл. 14.38.

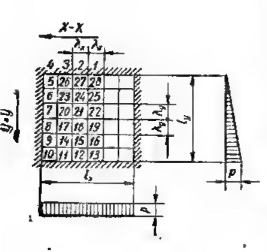
Схема	Прогибы и моменты	l_x/l_y										
		0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,50	2,00
		Множители для прогибов $\frac{pl_y^4}{D}$, для опорных моментов pl_x^2, для остальных моментов pl_y^2										
3	f_0	0,00032	0,00044	0,00056	0,00071	0,00081	0,00090	0,00098	0,00105	0,00114	0,00120	0,00124
	M_x	0,0044	0,0067	0,0077	0,0079	0,0078	0,0076	0,0070	0,0053	0,0050	0,0031	0,0009
	M_y	0,0038	0,0059	0,0079	0,0098	0,0115	0,0131	0,0145	0,0158	0,0180	0,0198	0,0208
	$\overline{M}_y$	−0,0138	−0,0186	−0,0227	−0,0262	−0,0294	−0,0322	−0,0344	−0,0365	−0,0393	−0,0414	−0,0425
	$f_г$	0,00052	0,00065	0,00075	0,00080	0,00080	0,00074	0,00066	0,00057	0,00047	0,00036	0,00023
	$M_y^г$	0,0073	0,0099	0,0115	0,0119	0,0118	0,0113	0,0106	0,0096	0,0083	0,0064	0,0042
	$\overline{M}_y^г$	−0,0212	−0,0227	−0,0228	−0,0202	−0,0178	−0,0155	−0,0132	−0,0113	−0,0092	−0,0070	−0,0046
4	f_0	0,00008	0,00016	0,00026	0,00039	0,00054	0,00067	0,00074	0,00081	0,00102	0,00116	0,00123
	M_x	−0,0009	0,0001	0,0015	0,0033	0,0049	0,0064	0,0073	0,0073	0,0066	0,0044	0,0020
	M_y	0,0008	0,0021	0,0036	0,0054	0,0074	0,0094	0,0108	0,0118	0,0138	0,0162	0,0188
	$\overline{M}_x$	−0,1369	−0,1147	−0,0196	−0,0728	−0,0565	−0,0453	−0,0390	−0,0345	−0,0260	−0,0182	−0,0112
	$\overline{M}_y$	−0,0048	−0,0079	−0,0117	−0,0160	−0,0202	−0,0241	−0,0272	−0,0301	−0,0347	−0,0382	−0,0412
	$f_г$	0,00017	0,00030	0,00044	0,0057	0,00060	0,00059	0,00057	0,00053	0,00046	0,00035	0,00023
	$M_y^г$	0,0024	0,0048	0,0068	0,0083	0,0092	0,0099	0,0099	0,0095	0,0082	0,0063	0,0041
	$\overline{M}_y^г$	−0,0083	−0,0131	−0,0158	−0,0166	−0,0164	−0,0156	−0,0138	−0,0119	−0,0100	−0,0074	−0,0046

Таблица 14.39. **Прямоугольные плиты, опертые по одной стороне и двум точкам и загруженные равномерно распределенной нагрузкой**

Прогибы и моменты	$\gamma = \frac{a}{b}$						$\gamma' = \frac{b}{a}$					Множитель
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	
W_1	0,10110	0,06250	0,04065	0,02747	0,01939	0,01418	0,01027	0,00715	0,00470	0,00291	0,00165	$\frac{pa^4}{D}$
W_2	0,01679	0,01648	0,01617	0,01585	0,01553	0,01522	0,01492	0,01462	0,01432	0,01403	0,01386	
W_0	0,06063	0,04185	0,03074	0,02467	0,02088	0,01846	0,01684	0,01554	0,01458	0,01398	0,01359	
$[M_1]_b$	0,2326	0,2073	0,1844	0,1639	0,1462	0,1314	0,1175	0,1033	0,0891	0,0749	0,0608	pa^2
$[M_2]_a$	0,1578	0,1552	0,1526	0,1498	0,1470	0,1444	0,1418	0,1393	0,1368	0,1344	0,1321	
$[M_0]_b$	0,1070	0,0889	0,0729	0,0589	0,0468	0,0364	0,0270	0,0178	0,0087	0,0051	0,0009	
$[M_0]_a$	0,0977	0,1007	0,1038	0,1069	0,1097	0,1121	0,1145	0,1168	0,1191	0,1215	0,1239	

Таблица 14.40. **Прямоугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой**

С л у ч а й 1



$\frac{l_x}{l_y} = 1$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

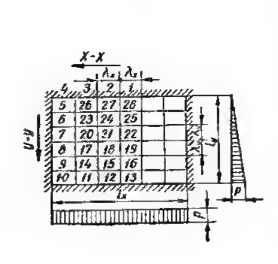
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,5992	—0,0999	—0,5992	0,578
2	0	0	0,4949	—0,0825	—0,4949	0,468
3	0	0	0,2302	—0,0384	—0,2302	0,157
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,2302	0	—0,2302	—0,0384	0,240
6	0	0,5729	0	—0,5729	—0,0955	0,766
7	0	0,8051	0	—0,8051	—0,1342	1,158
8	0	0,7835	0	—0,7835	—0,1306	1,271
9	0	0,4485	0	—0,4485	—0,0747	0,940
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4485	—0,0747	—0,4485	1,023
12	0	0	0,8615	—0,1436	—0,8615	1,569
13	0	0	1,0110	—0,1685	—1,0110	1,737
14	0,22426	—0,0178	—0,0567	—0,0272	0,0597	—
15	0,43076	—0,1318	—0,0756	—0,1443	0,0975	—
16	0,50550	—0,1495	—0,0764	0,1622	0,1014	—
17	0,39177	0,0024	—0,1567	0,0237	0,1563	—
18	0,78596	—0,2456	—0,3116	0,2975	0,3526	—
19	0,93455	—0,2972	—0,3693	0,3587	0,4188	—
20	0,40236	0,0244	—0,1269	—0,0033	0,1228	—
21	0,82953	—0,2622	—0,2718	0,3075	0,3155	—
22	0,99428	—0,3295	—0,3295	0,3844	0,3844	—
23	0,28643	0,0285	—0,0552	—0,0193	0,0504	—
24	0,60132	—0,1917	—0,1257	0,2127	0,1576	—
25	0,72451	—0,2464	—0,1551	0,2722	0,1962	—
26	0,11513	0,0172	0,0562	—0,0265	—0,0590	—
27	0,24744	—0,0801	0,1064	0,0624	—0,0931	—
28	0,29961	—0,1043	0,1253	0,0835	—0,1079	—

Продолжение табл. 14.40

Случай 2

$$\frac{l_x}{l_y} = 1{,}5$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \nu_{x,\,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

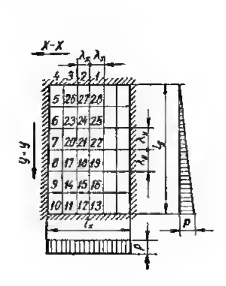
опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	ν_x	ν_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,4582	—0,0764	—0,4582	0,564
2	0	0	0,3992	—0,0665	—0,3992	0,497
3	0	0	0,2183	—0,0364	—0,2183	0,258
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,0970	0	—0,0970	—0,0161	0,134
6	0	0,2423	0	—0,2423	—0,0404	0,493
7	0	0,3326	0	—0,3326	—0,0554	0,749
8	0	0,3069	0	—0,3069	—0,0511	0,816
9	0	0,1610	0	—0,1610	—0,0268	0,622
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,3622	—0,0604	—0,3622	0,944
12	0	0	0,5994	—0,0999	—0,5994	1,289
13	0	0	0,6700	—0,1117	—0,6700	1,372
14	0,08048	—0,0279	—0,0170	0,0306	0,0216	—
15	0,13320	—0,0370	—0,0006	0,0371	0,0067	—
16	0,14889	—0,0314	0,0089	0,0299	—0,0036	—
17	0,15343	—0,0407	—0,1351	0,0632	0,1419	—
18	0,26615	—0,0771	—0,2306	0,1156	0,2435	—
19	0,30173	—0,0712	—0,2601	0,1145	0,2719	—
20	0,16631	—0,0360	—0,1306	0,0578	0,1366	—
21	0,29660	—0,0879	—0,2419	0,1282	0,2566	—
22	0,33898	—0,0848	—0,2798	0,1314	0,2939	—
23	0,12113	—0,0227	—0,0618	0,0330	0,0655	—
24	0,21950	—0,0660	—0,1208	0,0861	0,1318	—
25	0,25189	—0,0648	—0,1417	0,0884	0,1525	—
26	0,04850	0,0083	0,0543	—0,0007	—0,0530	—
27	0,08871	0,0271	0,0947	0,0113	—0,0902	—
28	0,10183	0,0262	0,1085	0,0081	—0,1042	—

Продолжение табл. 14.40

Случай 3



$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,\,y}} = \gamma_{x,\,y} \frac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_y$;

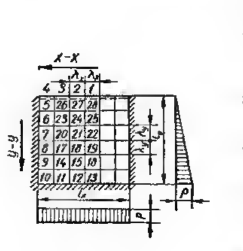
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,2014	—0,0336	—0,2014	0,253
2	0	0	0,1631	—0,0271	—0,1631	0,194
3	0	0	0,0718	—0,0120	—0,0718	0,036
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,1615	0	—0,1615	—0,0269	0,244
6	0	0,3857	0	—0,3857	—0,0643	0,636
7	0	0,5641	0	—0,5641	—0,0940	0,968
8	0	0,6129	0	—0,6129	—0,1021	1,150
9	0	0,4189	0	—0,4189	—0,0698	0,958
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,1862	—0,0310	—0,1862	0,721
12	0	0	0,3860	—0,0643	—0,3860	1,115
13	0	0	0,4639	—0,0773	—0,4639	1,246
14	0,09310	0,0153	—0,0500	—0,0070	0,0474	—
15	0,19300	—0,1371	—0,0920	0,1524	0,1149	—
16	0,23196	—0,1753	—0,1063	0,1930	0,1355	—
17	0,13620	0,0486	—0,0639	—0,0396	0,0458	—
18	0,29398	—0,2119	—0,1182	0,2316	0,1535	—
19	0,35759	—0,2862	—0,1442	0,3103	0,1920	—
20	0,12536	0,0587	—0,0288	—0,0539	0,0190	—
21	0,27681	—0,2009	—0,0680	0,2122	0,1014	—
22	0,33898	—0,2798	—0,0848	0,2939	0,1314	—
23	0,08571	0,0456	—0,0102	—0,0439	0,0026	—
24	0,19167	—0,1396	—0,0250	0,1437	0,0482	—
25	0,23560	—0,1977	—0,0316	0,2029	0,0645	—
26	0,03589	0,0220	0,0139	—0,0243	—0,0176	—
27	0,08157	—0,0598	0,0285	—0,0551	—0,0186	—
28	0,10065	—0,0859	0,0343	—0,0602	—0,0200	—

Таблица 14.41. **Прямоугольные плиты, защемленные по трем сторонам и шарнирно опертые по верхнему краю, загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1

$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}0$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

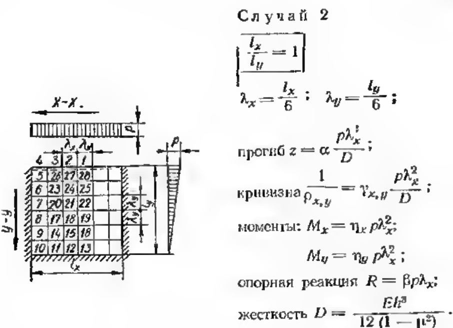
опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	0,444
2	0	0	0	0	0	0,337
3	0	0	0	0	0	—0,021
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,3998	0	—0,3998	—0,0666	0,488
6	0	0,7295	0	—0,7295	—0,1216	0,925
7	0	0,9049	0	—0,9049	—0,1508	1,237
8	0	0,8315	0	—0,8315	—0,1385	1,299
9	0	0,4617	0	—0,4617	—0,0770	0,937
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4617	—0,0770	—0,4617	1,020
12	0	0	0,8981	—0,1497	—0,8981	1,689
13	0	0	1,0583	—0,1764	—0,0583	1,767
14	0,23087	—0,0127	—0,0460	0,0203	0,0481	—
15	0,44906	—0,1381	—0,0527	0,1469	0,0757	—
16	0,52915	—0,1602	—0,0485	0,1683	0,0752	—
17	0,41575	0,0139	—0,1482	0,0107	0,1458	—
18	0,84545	—0,2654	—0,2950	0,3145	0,3392	—
19	1,00976	—0,3286	—0,3498	0,3869	0,4045	—
20	0,45245	0,0420	—0,1244	—0,0212	0,1174	—
21	0,94686	—0,3007	—0,2709	0,3453	0,3210	—
22	1,14061	—0,3875	—0,3299	0,4425	0,3944	—
23	0,36473	0,0479	—0,0771	—0,0351	0,0591	—
24	0,77740	—0,2485	—0,1775	0,2780	0,2189	—
25	0,94160	—0,3284	—0,2196	0,3650	0,2743	—
26	0,19991	0,0307	—0,0351	—0,0248	0,0300	—
27	0,43048	—0,1380	—0,0836	0,1520	0,1066	—
28	0,52302	—0,1851	—0,1044	0,2025	0,1353	—

Продолжение табл. 14.41

Случай 2



$$\frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

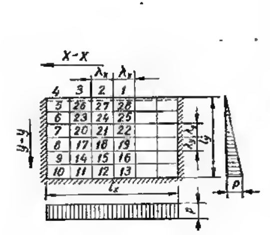
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,495
2	0	0	0	0	0	1,333
3	0	0	0	0	0	0,721
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,7502	0	—0,7502	—0,1250	1,388
6	0	1,0593	0	—1,0593	—0,1765	1,553
7	0	0,9798	0	—0,9798	—0,1633	1,298
8	0	0,6566	0	—0,6566	—0,1094	0,814
9	0	0,2533	0	—0,2533	—0,0422	0,236
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,2533	—0,0422	—0,2533	0,152
12	0	0	0,5585	—0,0931	—0,5585	0,503
13	0	0	0,6815	—0,1136	—0,6815	0,631
14	0,12566	0,0259	0,0750	—0,0884	—0,0793	—
15	0,27927	—0,0911	0,1463	0,0667	—0,1311	—
16	0,34075	—0,1230	0,1738	0,0940	—0,1533	—
17	0,32827	0,0483	—0,0400	—0,0417	0,0319	—
18	0,70487	—0,2262	—0,0966	0,2423	0,1343	—
19	0,85528	—0,3008	—0,1122	—0,3210	0,1713	—
20	0,48992	0,0540	—0,1219	—0,0337	0,1129	—
21	1,03888	—0,3292	—0,2700	0,3742	0,3249	—
22	1,24863	—0,4295	—0,3305	0,4846	0,4020	—
23	0,52963	0,0336	—0,1942	—0,0012	0,1886	—
24	1,09288	—0,3446	—0,4018	0,4115	0,4592	—
25	1,31151	—0,4373	—0,4820	0,5177	0,5549	—
26	0,37512	—0,0002	—0,2206	0,0370	0,2206	—
27	0,75000	—0,2325	—0,4071	0,3004	0,4459	—
28	0,89237	—0,2847	—0,4732	0,3635	0,5207	—

Продолжение табл. 14.41

Случай 3

$$\frac{l_x}{l_y} = 1,5$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{k\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $= \frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

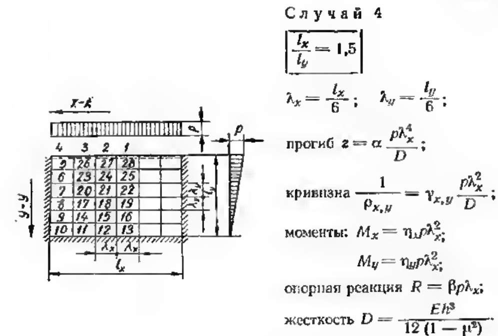
опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	0,411
2	0	0	0	0	0	0,354
3	0	0	0	0	0	0,109
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,2104	0	—0,2104	—0,0351	0,360
6	0	0,3691	0	—0,3691	—0,0615	0,664
7	0	0,4291	0	—0,4291	—0,0715	0,852
8	0	0,3605	0	—0,3605	—0,0600	0,856
9	0	0,1777	0	—0,1777	—0,0296	0,613
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,3999	—0,0666	—0,3999	0,961
12	0	0	0,6902	—0,1151	—0,6902	1,368
13	0	0	0,7828	—0,1305	—0,7828	1,475
14	0,08886	—0,0243	0,0057	0,0233	—0,0017.	—
15	0,15337	—0,0439	0,0445	0,0365	—0,0372	—
16	0,17397	—0,0412	0,0627	0,0307	—0,0559	—
17	0,18027	—0,0340	—0,1285	0,0554	0,1342	—
18	0,32652	—0,0969	—0,2225	0,1340	0,2387	—
19	0,37582	—0,0986	—0,2521	0,1406	0,2686	—
20	0,21455	—0,0283	—0,1447	0,0524	0,1494	—
21	0,40077	—0,1214	—0,2776	0,1677	0,2978	—
22	0,46560	—0,1297	—0,3249	0,1838	0,3465	—
23	0,18453	—0,0174	—0,1109	0,0359	0,1138	—
24	0,35164	—0,1078	—0,2244	0,1451	0,2423	—
25	0,41100	—0,1187	—0,2667	0,1632	0,2865	—
26	0,10523	—0,0076	—0,0583	0,0174	0,0596	—
27	0,20280	—0,0625	—0,1214	0,0828	0,1318	—
28	0,23785	—0,0701	—0,1456	0,0944	0,1572	—

Продолжение табл. 14.41

Случай 4



$$\frac{l_x}{l_y} = 1{,}5$$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

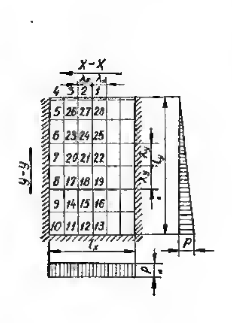
$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,145
2	0	0	0	0	0	1,070
3	0	0	0	0	0	0,711
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,3370	0	—0,3370	—0,0562	0,979
6	0	0,5017	0	—0,5017	—0,0836	1,081
7	0	0,4800	0	—0,4800	—0,0800	0,907
8	0	0,3240	0	—0,3240	—0,0540	0,555
9	0	0,1225	0	—0,1225	—0,0204	0,120
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,2756	—0,0450	—0,2756	0,285
12	0	0	0,5360	—0,0893	—0,6360	0,616
13	0	0	0,6277	—0,1046	—0,6277	0,718
14	0,06125	—0,0034	0,0889	—0,0114	—0,0883	—
15	0,11911	—0,0375	0,1627	0,0104	—0,1564	—
16	0,13949	—0,0408	0,1894	0,0092	—0,1826	—
17	0,16200	—0,0135	—0,0512	0,0220	0,0534	—
18	0,31052	—0,0959	—0,1085	0,1139	0,1245	—
19	0,36317	—0,1053	—0,1300	0,1270	0,1476	—
20	0,23999	—0,0263	—0,1511	0,0515	0,1554	—
21	0,45371	—0,1383	—0,2957	0,1876	0,3187	—
22	0,52906	—0,1507	—0,3481	0,2087	0,3732	—
23	0,25085	—0,0362	—0,2097	0,0712	0,2157	—
24	0,46548	—0,1399	—0,3869	0,2044	0,4102	—
25	0,54023	—0,1495	—0,4482	0,2242	0,4731	—
26	0,16850	—0,0317	—0,1939	0,0640	0,1991	—
27	0,30532	—0,0899	—0,3266	0,1443	0,3416	—
28	0,35222	—0,0938	—0,3695	0,1554	0,3851	—

Продолжение табл. 14.41



Случай 5

$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_y$;

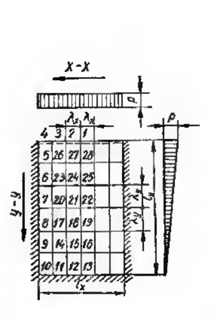
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	0,220
2	0	0	0	0	0	0,154
3	0	0	0	0	0	—0,049
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,2167	0	—0,2167	—0,0361	0,342
6	0	0,4203	0	—0,4203	—0,0700	0,679
7	0	0,5787	0	—0,5787	—0,0964	0,981
8	0	0,6174	0	—0,6174	—0,1029	1,152
9	0	0,4197	0	—0,4197	—0,0700	0,958
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	—0,1865	—0,0311	—0,1865	0,720
12	0	0	0,3872	—0,0645	—0,3872	1,115
13	0	0	0,4655	—0,0776	—0,4655	1,246
14	0,09327	0,0158	—0,0493	—0,0076	0,0467	—
15	0,19358	—0,1376	—0,0904	0,1526	0,1133	—
16	0,23275	—0,1763	—0,1043	0,1937	0,1337	—
17	0,13721	0,0502	—0,0526	—0,0415	0,0442	—
18	0,29674	—0,2140	—0,1150	0,2331	0,1506	—
19	0,36117	—0,2899	—0,1403	0,3133	0,1886	—
20	0,12859	0,0625	—0,0266	—0,0580	0,0162	—
21	0,28495	—0,2070	—0,0633	0,2175	0,0978	—
22	0,34932	—0,2897	—0,0792	0,3029	0,1274	—
23	0,09340	0,0518	—0,0100	—0,0504	0,0014	—
24	0,20984	—0,1530	—0,0258	0,1572	0,0513	—
25	0,25830	—0,2181	—0,0329	0,2235	0,0693	—
26	0,04815	0,0284	—0,0291	—0,0279	0,0018	—
27	0,10892	0,0795	—0,0080	0,0808	0,0213	—
28	0,13436	—0,1144	—0,0104	0,1162	0,0295	—

Продолжение табл. 14.41

Случай 6

$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

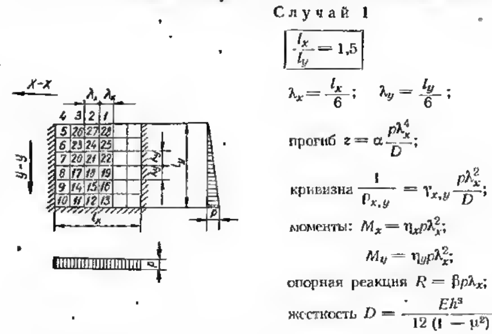
опорная реакция $R = \beta p\lambda_y$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,154
2	0	0	0	0	0	1,015
3	0	0	0	0	0	0,537
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0,5509	0	—0,5509	—0,0918	1,196
6	0	0,6951	0	—0,6951	—0,1158	1,251
7	0	0,5985	0	—0,5985	—0,0997	0,998
8	0	0,3964	0	—0,3964	—0,0661	0,642
9	0	0,1634	0	—0,1634	—0,0272	0,242
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,0726	—0,0121	—0,0276	0,034
12	0	0	0,1659	—0,0276	—0,1659	0,194
13	0	0	0,2050	—0,0342	—0,2050	0,254
14	0,03630	0,0232	0,0155	—0,0258	—0,0193	—
15	0,08294	—0,0609	0,0323	0,0655	—0,0221	—
16	0,10252	—0,0881	0,0390	0,0816	—0,0243	—
17	0,08809	0,0495	—0,0069	—0,0484	—0,0014	—
18	0,19819	—0,1445	—0,0174	0,1474	0,0415	—
19	0,24405	—0,2064	—0,0222	0,2101	0,0566	—
20	0,13301	0,0675	—0,0235	—0,0636	0,0122	—
21	0,29603	—0,2152	—0,0569	0,2247	0,0928	—
22	0,36338	—0,3031	—0,0715	0,3150	0,1221	—
23	0,15446	0,0630	—0,0535	—0,0541	0,0430	—
24	0,33692	—0,2435	—0,1201	0,2635	0,1607	—
25	0,41116	—0,3341	—0,1476	0,3587	0,2032	—
26	0,12243	0,0290	—0,0904	—0,0139	0,0856	—
27	0,25773	—0,1837	—0,1785	0,2135	0,2092	—
28	0,31139	—0,2415	—0,2116	0,2767	0,2519	—

Таблица 14.42. **Прямоугольные плиты, защемленные по трем сторонам со свободным верхним краем, загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1



$\frac{l_x}{l_y} = 1,5$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

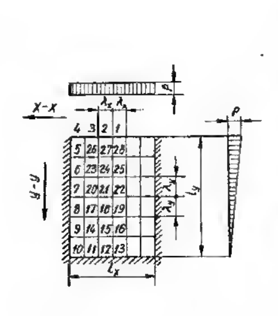
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,89308	—0,3414	0,0569	0,3319	0	0
2	0,72236	—0,2376	0,0396	0,2310	0	0
3	0,31401	0,0943	—0,0157	—0,0917	0	0
4	0	0,6280	0	—0,6280	—0,1047	0,515
5	0	0,6335	0	—0,6335	—0,1056	0,663
6	0	0,6262	0	—0,6262	—0,1044	0,811
7	0	0,5664	0	—0,5664	—0,0944	0,903
8	0	0,4184	0	—0,4184	—0,0697	0,851
9	0	0,1907	0	—0,1907	—0,1318	0,581
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4291	—0,0715	—0,4291	0,937
12	0	0	0,7912	—0,1318	—0,7912	1,408
13	0	0	0,9185	—0,1531	—0,9185	1,547
14	0,09535	—0,0149	0,0416	0,0079	—0,0391	—
15	0,17583	—0,0522	0,1273	0,0310	—0,1185	—
16	0,20412	—0,0566	0,1659	0,0289	—0,1565	—
17	0,20918	—0,0102	—0,0896	0,0251	0,0913	—
18	0,40820	—0,1252	—0,1393	0,1484	0,1602	—
19	0,48199	—0,1476	—0,1514	0,1728	0,1760	—
20	0,28319	0,0123	—0,0992	0,0043	0,0972	—
21	0,57865	—0,1815	—0,1844	0,2122	0,2146	—
22	0,69258	—0,2279	—0,2135	0,2635	0,2515	—
23	0,31310	0,0410	—0,0591	—0,0311	0,0522	—
24	0,66716	—0,2129	—0,1224	0,2333	0,1579	—
25	0,80829	—0,2823	—0,1468	0,3067	0,1938	—
26	0,31676	—0,0677	—0,0144	0,0653	0,0031	—
27	0,70125	—0,2270	—0,0292	0,2318	0,0670	—
28	0,85875	—0,3150	—0,0363	0,3211	0,0888	—

Продолжение табл. 14.42

Случай 2

$\boxed{\frac{l_x}{l_y} = 1{,}5}$



$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

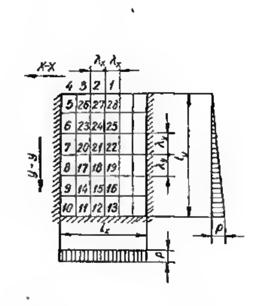
$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точки	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	2,80109	—0,9929	0,1655	0,9654	0	0
2	2,30462	—0,7360	0,1226	0,7155	0	0
3	1,07218	0,1602	—0,0267	—0,1558	0	0
4	0	2,1444	0	—2,1444	—0,3574	3,857
5	0	1,7535	0	—1,7535	—0,2922	2,046
6	0	1,3487	0	—1,3487	—0,2247	1,582
7	0	0,9266	0	—0,9266	—0,1544	1,079
8	0	0,5105	0	—0,5505	—0,0851	0,540
9	0	0,1643	0	—0,1643	—0,0274	0,017
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,3695	—0,0616	—0,3695	0,209
12	0	0	0,8542	—0,1423	—0,8542	0,739
13	0	0	1,0525	—0,1754	—1,0525	0,939
14	0,08211	0,0256	0,2048	—0,0597	—0,2091	—
15	0,18983	—0,0636	0,4251	—0,0072	—0,4145	—
16	0,23389	—0,0881	0,5147	0,0023	—0,5000	—
17	0,25526	0,0581	0,0785	—0,0712	—0,0882	—
18	0,56859	—0,1854	0,1577	0,1591	—0,1268	—
19	0,69654	—0,2559	0,1883	0,2245	—0,1456	—
20	0,46330	0,0909	0,0067	—0,0920	—0,0219	—
21	1,01747	—0,3288	0,0046	0,3280	0,0502	—
22	1,24288	—0,4508	0,0023	0,4505	0,0728	—
23	0,67433	0,1197	—0,0194	—0,1165	—0,0005	—
24	1,46840	—0,4722	—0,0582	0,4819	0,1369	—
25	1,79024	—0,6437	—0,0754	0,6562	0,1827	—
26	0,87674	0,1400	—0,0157	—0,1337	—0,0077	—
27	1,89347	—0,5061	—0,0313	0,6113	0,1323	—
28	2,30409	—0,8212	—0,0379	0,8276	0,1748	—

Продолжение табл. 14.42



Случай 3

$\boxed{\frac{l_y}{l_x} = 1,0}$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^3$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

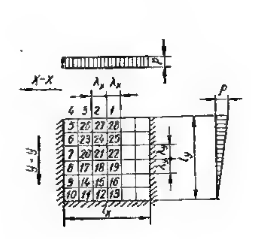
Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,83852	—0,3528	0,0588	0,3430	0	0
2	0,66213	—0,2226	0,0371	0,2164	0	0
3	0,26317	0,1358	—0,0226	—0,1320	0	0
4	0	0,5263	0	—0,5263	—0,0877	0,269
5	0	0,7036	0	—0,7036	—0,1173	0,677
6	0	0,8787	0	—0,8787	—0,1464	0,993
7	0	0,9670	0	—0,9670	—0,1612	1,251
8	0	0,8511	0	—0,8511	—0,1418	1,294
9	0	0,4643	0	—0,4643	—0,0774	0,928
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,4643	—0,0774	—0,4643	1,011
12	0	0	0,9117	—0,1519	—0,9117	1,587
13	0	0	1,0778	—0,1796	—1,0778	1,769
14	0,23215	—0,0085	—0,0388	0,0149	0,0402	—
15	0,45583	—0,1406	—0,0346	0,1464	0,0580	—
16	0,53890	—0,1661	—0,0255	0,1704	0,0532	—
17	0,42554	0,0260	—0,1354	—0,0034	0,1311	—
18	0,87705	—0,2763	—0,2638	0,3203	0,3098	—
19	1,05226	—0,3504	—0,3104	0,4022	0,3688	—
20	0,48350	0,0675	—0,1021	—0,0505	0,0909	—
21	1,03451	—0,3303	—0,2178	0,3666	0,2729	—
22	1,25520	—0,4414	—0,2635	0,4853	0,3371	—
23	0,43934	0,0955	—0,0434	—0,0882	0,0275	—
24	0,97415	—0,3144	—0,0987	0,3308	0,1511	—
25	1,19459	—0,4409	—0,1217	0,4612	0,1951	—
26	0,35181	0,1115	—0,0011	—0,1113	—0,0175	—
27	0,81512	—0,2661	0,0060	0,2651	0,0383	—
28	1,01231	—0,3944	0,0085	0,3930	0,0572	—

Продолжение табл. 14.42

Случай 4

$$\boxed{\frac{l_y}{l_x} = 1{,}0}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{6}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{6};$$



прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

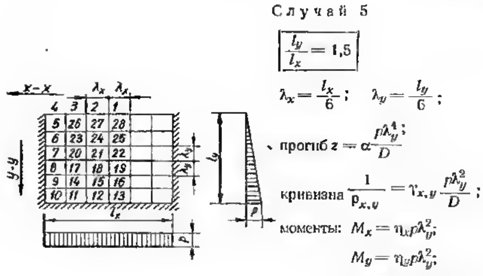
опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	3,48090	—1,2931	0,2155	1,2571	0	0
2	2,83437	—0,9162	0,1527	0,8908	0	0
3	1,27162	0,2911	—0,0485	—0,2830	0	0
4	0	2,5432	0	—2,5432	—0,4239	3,500
5	0	2,1397	0	—2,1397	—0,3566	2,320
6	0	1,7142	0	—1,7142	—0,2857	1,862
7	0	1,2435	0	—1,2435	—0,2072	1,356
8	0	0,7369	0	—0,7369	—0,1228	0,790
9	0	0,2630	0	—0,2630	—0,0438	0,198
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,2630	—0,0438	—0,2630	0,114
12	0	0	0,6124	—0,1021	—0,6124	0,492
13	0	0	0,7593	—0,1265	—0,7593	0,637
14	0,13150	0,0432	0,1054	—0,0608	—0,1126	—
15	0,30620	—0,1012	0,2216	0,0643	—0,2048	—
16	0,37966	—0,1469	0,2892	0,1020	—0,2447	—
17	0,36844	0,0972	0,0164	—0,0999	—0,0325	—
18	0,83404	—0,2711	0,0366	0,2650	0,0086	—
19	1,02856	—0,3890	0,0446	0,3816	0,0203	—
20	0,62174	0,1550	—0,0179	—0,1520	—0,0079	—
21	1,39845	—0,4531	—0,0409	0,4600	0,1164	—
22	1,72202	—0,6471	—0,0510	0,6556	0,1588	—
23	0,85710	0,2077	—0,0226	—0,2040	—0,0120	—
24	1,92193	—0,6222	—0,0587	0,6320	0,1624	—
25	2,36453	—0,8852	—0,0744	0,8976	0,2219	—
26	1,06983	0,2471	—0,0109	—0,2453	—0,0302	—
27	2,38675	—0,7710	—0,0172	0,7739	0,1457	—
28	2,93265	—1,0918	—0,0199	1,0951	0,2018	—

Продолжение табл. 14.42

Случай 5



$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$$

$\lambda_x = \frac{l_x}{6}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{6}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

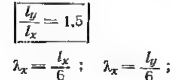
опорная реакция $R = \beta p\lambda_y$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,10694	—0,1072	0,0179	0,1042	0	0
2	0,08312	—0,0635	0,0106	0,0617	0	0
3	0,03109	0,0471	—0,0078	—0,0458	0	0
4	0	0,1399	0	—0,1399	—0,0233	—0,026
5	0	0,2772	0	—0,2772	—0,0462	0,391
6	0	0,4393	0	—0,4393	—0,0732	0,687
7	0	0,5826	0	—0,5826	—0,0971	0,979
8	0	0,6174	0	—0,6174	—0,1029	1,149
9	0	0,4193	0	—0,4193	—0,0698	0,957
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,1864	—0,0310	—0,1864	0,720
12	0	0	0,3869	—0,0643	—0,3869	1,114
13	0	0	0,4653	—0,0774	—0,4653	1,245
14	0,09319	0,0160	—0,0492	—0,0077	0,0465	—
15	0,19347	—0,1375	—0,0899	0,1525	0,1128	—
16	0,23264	—0,1763	—0,1036	0,1936	0,1330	—
17	0,13721	0,0509	—0,0518	—0,0423	0,0443	—
18	0,29705	—0,2142	—0,1128	0,2330	0,1485	—
19	0,36167	—0,2908	—0,1374	0,3137	0,1859	—
20	0,12946	0,0651	—0,0241	—0,0611	0,0132	—
21	0,28786	—0,2092	—0,0569	0,2187	0,0917	—
22	0,35328	—0,2944	—0,0710	0,3062	0,1200	—
23	0,09763	0,0596	—0,0042	—0,0589	—0,0057	—
24	0,22176	—0,1620	—0,0111	0,1638	0,0381	—
25	0,27390	—0,2342	—0,0143	0,2370	0,0534	—
26	0,06159	0,0480	0,0055	—0,0489	—0,0135	—
27	0,14452	—0,1062	0,0157	0,1036	0,0019	—
28	0,18023	—0,1607	0,0204	0,1573	0,0064	—

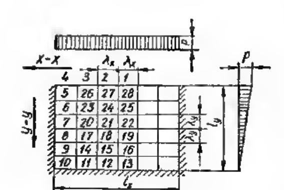
Продолжение табл. 14.42

Случай 6



$$\frac{l_y}{l_x} = 1{,}5$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{6}; \quad \lambda_x = \frac{l_y}{6};$$



прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_y^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_y^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_y^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_y^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_y$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0,74970	—0,6391	0,1055	0,6214	0	0
2	0,60767	—0,4442	0,0740	0,4318	0	0
3	0,26824	0,1602	—0,0267	—0,1557	0	0
4	0	1,2071	0	—1,2071	—0,2012	2,135
5	0	1,0229	0	—1,0229	—0,1705	1,612
6	0	0,8339	0	—0,8339	—0,1390	1,310
7	0	0,6248	0	—0,6248	—0,1041	0,983
8	0	0,3952	0	—0,3952	—0,0659	0,624
9	0	0,1604	0	—0,1604	—0,0267	0,235
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0,0713	—0,0119	—0,0713	0,031
12	0	0	0,1639	—0,0273	—0,1639	0,188
13	0	0	0,2030	—0,0338	—0,2030	0,247
14	0,03565	0,0240	0,0165	—0,0268	—0,0205	—
15	0,08197	—0,0602	0,0358	0,0543	—0,0257	—
16	0,10152	—0,0880	0,0437	0,0807	—0,0291	—
17	0,08783	0,0542	—0,0012	0,0540	—0,0079	—
18	0,19973	—0,1459	—0,0019	0,1462	0,0262	—
19	0,24678	—0,2117	—0,0022	0,2121	0,0374	—
20	0,13884	0,0853	—0,0045	—0,0845	—0,0097	—
21	0,31558	—0,2305	—0,0106	0,2323	0,0490	—
22	0,38988	—0,3343	—0,0132	0,3365	0,0690	—
23	0,18531	0,1130	—0,0044	—0,1122	—0,0144	—
24	0,42083	—0,3074	—0,0118	0,3093	0,0630	—
25	0,51974	—0,4451	—0,0150	0,4477	0,0892	—
26	0,22732	0,1343	—0,0011	—0,1341	—0,0213	—
27	0,51432	—0,3752	—0,0001	0,3752	0,0627	—
28	0,63456	—0,5411	—0,0003	0,5410	0,0899	—

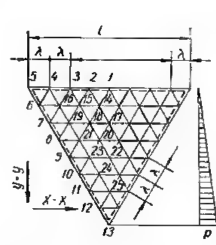
Треугольные плиты

Данные для расчета в упругой стадии треугольных плит, загруженных треугольной нагрузкой при различных условиях опирания, приведены в табл. 14.43—14.47. Таблицы позволяют определить значения прогибов, кривизн, изгибающих моментов и опорных реакций.

Условные обозначения и пояснения, приведенные выше для табл. 14.40—14.42 для расчета прямоугольных плит, распространяются и на табл. 14.43—14.47.

Таблица 14.43. **Равносторонние треугольные плиты, свободно опертые по всему контуру, загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \lambda_{x,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	0,409
2	0	0	0	0	0	0,351
3	0	0	0	0	0	0,189
4	0	0	0	0	0	—0,018
5	0	0	0	0	0	—0,123
6	0	0,1279	—0,1279	—0,1066	0,1066	0,027
7	0	0,1848	—0,1848	—0,1540	0,1540	0,300
8	0	0,1585	—0,1585	—0,1321	0,1321	0,590
9	0	0,0594	—0,0594	—0,0495	0,0495	0,866
10	0	—0,0824	0,0824	0,0686	—0,0686	0,953
11	0	—0,2119	0,2119	0,1766	—0,1766	0,877
12	0	—0,2364	0,2364	0,1970	—0,1970	0,478
13	0	0	0	0	0	—0,227
14	0,40440	—0,1107	—0,1521	0,1361	0,1705	—
15	0,29368	—0,0551	—0,1510	0,0802	0,1602	—
16	0,12790	0,0379	—0,1452	—0,0137	0,1389	—
17	0,72617	—0,2364	—0,2557	0,2790	0,2951	—
18	0,60796	—0,1770	—0,2513	0,2189	0,2808	—
19	0,31273	—0,0175	—0,2329	0,0563	0,2358	—
20	0,79707	—0,3259	—0,2718	0,3712	0,3261	—
21	0,47120	—0,1453	—0,2405	0,1854	0,2648	—
22	0,75283	—0,4444	—0,1990	0,4776	0,2730	—
23	0,53064	—0,3084	—0,1679	0,3364	0,2193	—
24	0,44827	—0,4483	—0,0327	0,4537	0,1074	—
25	0,23638	—0,4728	0,1249	0,4519	—0,0461	—

Продолжение табл. 14.43.

Случай 2

$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

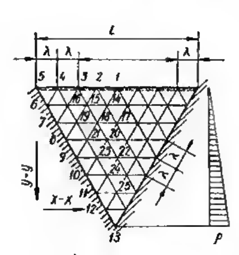
опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0	0	0	1,661
2	0	0	0	0	0	1,544
3	0	0	0	0	0	1,177
4	0	0	0	0	0	0,506
5	0	0	0	0	0	—0,350
6	0	0,3643	—0,3643	—0,3036	0,3036	0,460
7	0	0,3777	—0,3777	—0,3147	0,3147	1,066
8	0	0,1931	—0,1931	—0,1609	0,1609	1,304
9	0	—0,0594	0,0594	0,0495	—0,0495	1,204
10	0	—0,2692	0,2692	0,2243	—0,2243	0,940
11	0	—0,3506	0,3506	0,2922	—0,2922	0,489
12	0	—0,2558	0,2558	0,2132	—0,2132	0,009
13	0	0	0	0	0	—0,246
14	1,00184	—0,2408	—0,0214	0,3444	0,6615	—
15	0,76100	—0,1559	—0,5755	0,2518	0,6015	—
16	0,36428	0,0324	0,4876	0,0488	0,4822	—
17	1,59414	—0,4667	—0,7287	0,5881	0,8065	—
18	1,36079	—0,3855	—0,6862	0,4998	0,7504	—
19	0,74195	—0,1231	—0,5639	0,2171	0,5845	—
20	1,52324	—0,5882	—0,5016	0,6718	0,5996	—
21	0,93505	—0,3468	—0,3923	0,4122	0,4501	—
22	1,21592	—0,6806	—0,1760	0,7100	0,2895	—
23	0,87561	—0,5353	—0,1134	0,5542	0,2026	—
24	0,60642	—0,6064	0,1499	0,5814	—0,0488	—
25	0,25581	—0,5116	0,2969	0,4621	—0,2117	—

Таблица 14.44. **Равносторонние треугольные плиты, защемленные по двум сторонам и свободно опертые по третьей, загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_u = \eta_u p\lambda^2$;

$M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

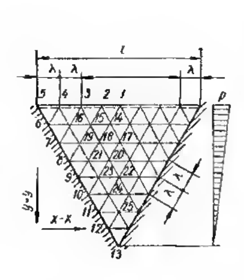
опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0	—	0	0	0,253
2	0	0	0	—	0	0	0,194
3	0	0	0	—	0	0	0,078
4	0	0	0	—	0	0	—0,069
5	0	0	0	0	0	0	—0,041
6	0	0,0427	0,0142	—0,0569	—0,0451	—0,0213	0,126
7	0	0,1537	0,0512	—0,2060	—0,1623	—0,0769	0,369
8	0	0,2815	0,0938	—0,3753	—0,2971	—0,1408	0,651
9	0	0,3612	0,1204	—0,4816	—0,3813	—0,1806	0,869
10	0	0,3466	0,1155	—0,4621	—0,3658	—0,1733	0,942
11	0	0,2317	0,0772	—0,3089	—0,2446	—0,1158	0,815
12	0	0,0759	0,0252	—0,1012	—0,0801	—0,0379	0,551
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,19923	—0,0690	—0,0925	—	0,0844	0,1040	—
15	0,13020	—0,0185	—0,0840	—	0,0324	0,0871	—
16	0,04271	0,0448	—0,0548	—	—0,0356	0,0473	—
17	0,34902	—0,1489	—0,1456	—	0,1732	0,1705	—
18	0,27456	—0,0891	—0,1343	—	0,1114	0,1491	—
19	0,11104	0,0525	—0,0847	—	—0,0384	0,0759	—
20	0,35235	—0,1819	—0,1294	—	0,2034	0,1597	—
21	0,17047	0,0114	—0,0742	—	0,0010	0,0728	—
22	0,31006	—0,2386	—0,0697	—	0,2502	0,1095	—
23	0,19076	—0,0715	—0,0324	—	0,0769	0,0444	—
24	0,15581	—0,1558	0,0209	—	0,1523	0,0051	—
25	0,07583	—0,1518	0,0560	—	0,1424	—0,0307	—

Продолжение табл. 14.44

Случай 2



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

$M_u = \eta_u p\lambda^2$;

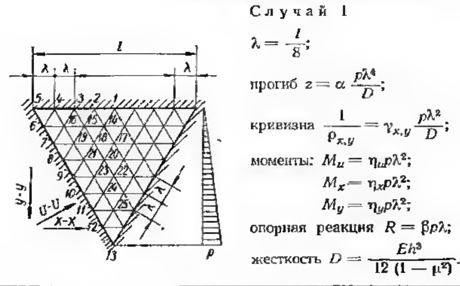
опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0	—	0	0	1,359
2	0	0	0	—	0	0	1,220
3	0	0	0	—	0	0	0,827
4	0	0	0	—	0	0	0,284
5	0	0	0	0	0	0	—0,163
6	0	0,1697	0,0566	—0,2262	—0,1791	—0,0848	0,745
7	0	0,4900	0,1633	—0,6534	—0,5173	—0,2450	1,279
8	0	0,6866	0,2289	—0,9155	—0,7247	—0,3433	1,477
9	0	0,6642	0,2214	—0,8856	—0,7011	—0,3321	1,318
10	0	0,4612	0,1537	—0,6149	—0,4868	—0,2306	0,896
11	0	0,2056	0,0685	—0,2741	—0,2170	—0,1028	0,396
12	0	0,0424	0,0141	—0,0565	—0,0448	—0,0212	0,092
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,60141	—0,1765	—0,4787	—	0,2563	0,5081	—
15	0,42489	—0,0787	—0,4158	—	0,1480	0,4289	—
16	0,16966	0,0856	—0,2674	—	—0,4100	0,2531	—
17	0,88314	—0,3339	—0,4814	—	0,4142	0,5372	—
18	0,71617	—0,2288	—0,4250	—	0,2996	0,4031	—
19	0,32037	0,0754	—0,2390	—	—0,0356	0,2264	—
20	0,72033	—0,3541	—0,2204	—	0,3908	0,2794	—
21	0,36621	—0,0121	—0,0828	—	0,0259	0,0848	—
22	0,47637	—0,3567	0,0266	—	0,3522	0,0329	—
23	0,29803	—0,1197	0,0783	—	0,1066	—0,0584	—
24	0,16318	—0,1632	0,1638	—	0,1359	—0,1366	—
25	0,04241	—0,0848	0,1327	—	0,0627	—0,1186	—

Таблица 14.45 **Равносторонние треугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_u = \eta_u p\lambda^2$;

$M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

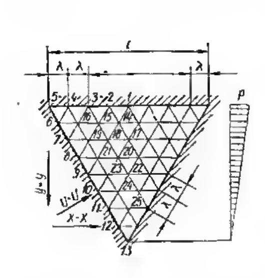
опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0,2891	—	—0,0482	—0,2891	0,345
2	0	0	0,2367	—	—0,0394	—0,2367	0,281
3	0	0	0,1202	—	—0,0200	—0,1202	0,132
4	0	0	0,0280	—	—0,0047	—0,0280	0,007
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0210	0,0070	—0,0280	—0,0221	—0,0105	0,061
7	0	0,1006	0,0335	—0,1341	—0,1062	—0,0503	0,271
8	0	0,2239	0,0746	—0,2985	—0,2363	—0,1119	0,565
9	0	0,3204	0,1068	—0,4271	—0,3382	—0,1602	0,819
10	0	0,3272	0,1091	—0,4361	—0,3454	—0,1636	0,926
11	0	0,2268	0.0756	—0.3025	—0,2394	—0,1134	0.816
12	0	0,0757	0.0252	—0,1010	—0,0790	—0,0379	0,496
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,10840	—0,0393	0,0297	—	0,0343	—0,2332	—
15	0,06914	—0,0089	0,0058	—	0,0080	—0,0048	—
16	0,02098	0,0272	—0,0119	—	—0,0252	0,0074	—
17	0,25736	—0,1124	—0,1048	—	0,1298	0,1235	—
18	0,20117	—0,0655	—0,1004	—	0,0821	0,1113	—
19	0,07962	0,0419	—0,0700	—	—0,0303	0,0630	—
20	0,29962	—0,1553	—0,1334	—	0,1776	0,1593	—
21	0,14427	0,0111	—0,0838	—	0,0029	0,0820	—
22	0,28610	—0,2200	—0,0886	—	0,2348	0,1253	—
23	0,17610	—0,0661	—0,0509	—	0,0746	0,0619	—
24	0,15113	—0,1511	0,0060	—	0,1501	0,0192	—
25	0,07573	—0,1541	0,0500	—	0,1431	—0,0248	—

Продолжение табл. 14.45.

Случай 2



$\lambda = \frac{l}{8}$;

прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda^2}{D}$;

моменты: $M_u = \eta_u p\lambda^2$;

$M_x = \eta_x p\lambda^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_u	η_x	η_y	β
1	0	0	0,8543	—	—0,1424	—0,8543	1,638
2	0	0	0,7348	—	—0,1225	—0,7348	1,491
3	0	0	0,4366	—	—0,0728	—0,4366	1,087
4	0	0	0,1289	—	—0,0215	—0,1289	0,557
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0967	—0,0322	—0,1289	—0,1021	—0,0483	0,503
7	0	0,3170	0,1057	—0,4226	—0,3346	—0,1585	0,948
8	0	0,5048	0,1683	—0,6730	—0,5328	—0,2524	1,206
9	0	0,5372	0,1791	—0,7162	—0,5670	—0,2686	1,164
10	0	0,4014	0,1338	—0,5352	—0,4237	—0,2007	0,846
11	0	0,1907	0,0636	—0,2534	—0,2013	—0,0954	0,402
12	0	0,0420	0,0140	—0,0560	—0,0443	—0,0210	0,069
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0,32036	—0,0896	—0,1001	—	0,1063	0,1150	—
15	0,23075	—0,0444	—0,1288	—	0,0659	0,1362	—
16	0,09671	0,0373	—0,1235	—	—0,0168	0,1173	—
17	0,59925	—0,2240	—0,3535	—	0,2829	0,3909	—
18	0,48728	—0,1550	—0,3193	—	0,2082	0,3452	—
19	0,22027	0,0467	—0,1950	—	—0,0142	0,1872	—
20	0,55099	—0,2725	—0,2334	—	0,3114	0,2788	—
21	0,28450	—0,0120	—0,1145	—	0,0311	0,1165	—
22	0,40235	—0,2994	—0,0321	—	0,3047	0,0820	—
23	0,23207	—0,1030	0,0207	—	0,0995	—0,0035	—
24	0,14877	—0,1488	0,1175	—	0,1292	—0,0927	—
25	0,04196	—0,0839	0,1144	—	0,0659	—0,1005	—

Таблица 14.46. **Равнобедренные треугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные равномерно распределенной нагрузкой**

Случай 1

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0{,}50$$

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,3418	—0,2237	—1,3418	2,656
2	0	0	1,1606	—0,1935	—1,1606	2,388
3	0	0	0,6976	—0,1163	—0,6976	1,592
4	0	0	0,2078	—0,0347	—0,2078	0,460
5	0	0	0	0	0	0
6	0	1,4631	0,0457	—1,4708	—0,2895	2,046
7	0	2,2778	0,0909	—2,2930	—0,4706	2,876
8	0	2,0235	0,1107	—2,0420	—0,4480	2,649
9	0	1,3472	0,0892	—1,3621	—0,3138	2,079
10	0	0,7239	0,0545	—0,7329	—0,1751	1,517
11	0	0,2845	0,0264	—0,2889	—0,0738	1,003
12	0	0,0282	0,0129	—0,0303	—0,0176	0,500
13	0	0	0	0	0	0
14	2,68349	—0,7246	—0,5657	0,8188	0,6864	—
15	1,95896	—0,4031	—0,4787	0,4829	0,5459	—
16	0,83132	—0,2963	—0,2866	—0,2485	0,2372	—
17	3,22220	—1,1963	—0,3729	1,2585	0,5723	—
18	2,62405	—0,8451	—0,3090	0,8966	0,4499	—
19	1,18080	—0,2625	—0,1344	—0,2400	0,0907	—
20	1,97017	—0,9815	0,0129	0,9793	0,1507	—
21	0,98870	—0,0072	0,0605	—0,0029	—0,0593	—
22	1,01650	—0,7717	0,1138	0,7527	0,0148	—
23	0,63065	—0,2448	0,1105	0,2264	—0,0697	—
24	0,32527	—0,3253	0,0783	0,3122	—0,0240	—
25	0,11730	—0,2346	0,0373	0,2284	0,0018	—

Продолжение табл. 14.46

Случай 2

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0,75$$

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

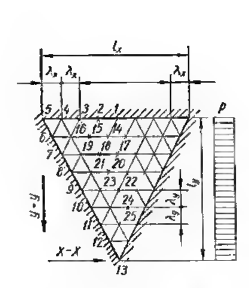
$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,3977	—0,2330	—1,3977	2,444
2	0	0	1,2044	—0,2008	—1,2044	2,184
3	0	0	0,7111	—0,1185	—0,7111	1,428
4	0	0	0,2055	—0,0343	—0,2055	0,442
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,5630	0,0772	—0,5758	—0,1710	1,148
7	0	1,2920	0,1406	—1,3155	—0,3559	2,175
8	0	1,5756	0,1850	—1,6064	—0,4476	2,531
9	0	1,3232	0,1734	—1,3521	—0,3939	2,240
10	0	0,8056	0,1219	—0,8259	—0,2561	1,633
11	0	0,3343	0,0623	—0,3447	—0,1180	1,016
12	0	0,0560	0,0236	—0,0600	—0,0330	0,493
13	0	0	0	0	0	0
14	1,24235	—0,3436	—0,3328	0,3990	0,3901	—
15	0,89879	—0,1799	—0,3224	0,2337	0,3524	—
16	0,37532	0,1482	—0,2360	—0,1088	0,2113	—
17	1,99139	—0,7371	—0,5477	0,8284	0,6706	—
18	1,62283	—0,5180	—0,4792	0,5979	0,5655	—
19	0,73625	0,1503	—0,2647	—0,1062	0,2396	—
20	1,58247	—0,7775	—0,2052	0,8117	0,3348	—
21	0,80496	—0,0275	—0,0056	0,0384	0,0702	—
22	0,98360	—0,7395	0,0746	0,7271	0,0487	—
23	0,61384	—0,2441	0,1087	0,2260	—0,0681	—
24	0,33246	—0,3325	0,1535	0,3069	—0,0981	—
25	0,11205	—0,2241	0,0925	0,2087	—0,0551	—

Продолжение табл. 14.46

Случай 3

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}00$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,2547	—0,2091	—1,2647	2,219
2	0	0	1,0721	—0,1787	—1,0721	1,968
3	0	0	0,6232	—0,1039	—0,6232	1,294
4	0	0	0,1784	—0,0297	—0,1784	0,481
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,2141	0,0601	—0,2241	—0,0958	0,577
7	0	0,6496	0,1516	—0,6748	—0,2598	1,515
8	0	1,0074	0,2337	—1,0464	—0,4016	2,118
9	0	1,0600	0,2510	—1,1018	—0,4276	2,204
10	0	0,7986	0,1975	—0,8148	—0,3305	1,796
11	0	0,3987	0,1090	—0,4169	—0,1764	1,116
12	0	0,0927	0,0348	—0,0984	—0,0502	0,481
13	0	0	0	0	0	0
14	0,62733	—0,1825	—0,1446	0,2066	0,1750	—
15	0,44479	—0,0838	—0,1814	0,1141	0,1954	—
16	0,17844	0,0879	—0,1677	—0,0600	0,1530	—
17	1,17677	—0,4494	—0,5118	0,5347	0,5865	—
18	0,95205	—0,3050	—0,4617	0,3819	0,5125	—
19	0,42236	0,1073	—0,2810	—0,0605	0,2531	—
20	1,10230	—0,5443	—0,3390	0,6009	0,4303	—
21	0,55797	—0,0136	—0,1697	0,0119	0,1719	—
22	0,81779	—0,6130	—0,0554	0,6222	0,1576	—
23	0,51131	—0,2048	0,0210	0,2013	0,0131	—
24	0,32460	—0,3246	0,1544	0,2989	—0,1003	—
25	0,11584	—0,2317	0,1584	0,2065	—0,1122	—

Продолжение табл. 14.46

Случай 4

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1,50$$

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

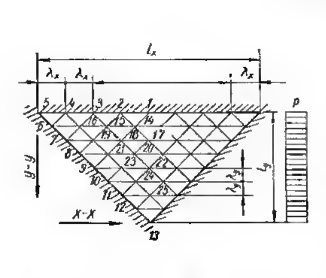
$$\lambda_x = \frac{l_x}{8};\quad \lambda_y = \frac{l_y}{8}.$$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	3	3	0,9215	—0,1536	—0,9215	1,823
2	0	0	0,7729	—0,1288	—0,7729	1,603
3	0	0	0,4291	—0,0715	—0,4291	1,061
4	0	0	0,1169	—0,0195	—0,1169	0,478
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0520	0,0035	—0,0526	—0,0122	0,318
7	0	0,1771	0,0778	—0,1901	—0,1073	0,780
8	0	0,3466	0,1966	—0,3794	—0,2543	1,313
9	0	0,4777	0,2964	—0,5271	—0,3761	1,708
10	0	0,4898	0,3182	—0,5428	—0,3998	1,774
11	0	0,3577	0,2365	—0,3970	—0,2961	1,393
12	0	0,1607	0,0840	—0,1747	—0,1108	0,613
13	0	0,0947	—0,0533	—0,0858	0,0375	0
14	0,20477	—0,0660	0,0230	0,0622	—0,0120	—
15	0,13276	—0,0208	—0,0458	0,0284	0,0493	—
16	0,05195	0,0349	—0,0869	—0,0204	0,0811	—
17	0,45050	—0,1893	—0,3440	0,2466	0,3756	—
18	0,35592	—0,1133	—0,3224	0,1670	0,3412	—
19	0,14802	0,0599	—0,2143	—0,0242	0,2043	—
20	0,49613	—0,2553	—0,3608	0,3154	0,4033	—
21	0,24086	0,0144	—0,2127	0,0210	0,2103	—
22	0,45203	—0,3487	—0,2081	0,3834	0,2662	—
23	0,27768	—0,1033	—0,1055	0,1209	0,1227	—
24	0,22829	—0,2283	0,0431	0,2211	—0,0051	—
25	0,10763	—0,2153	0,1504	0,1902	—0,1145	—

Продолжение табл. 14.46

Случай 5

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 2{,}00$$



Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

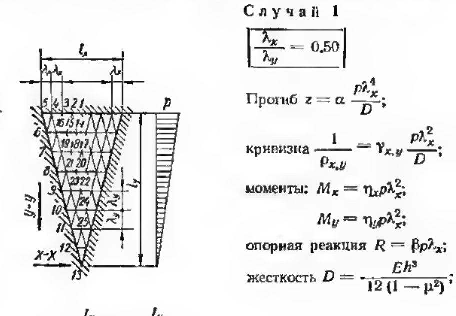
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,6614	−0,1102	−0,6614	1,507
2	0	0	0,5460	−0,0910	−0,5460	1,318
3	0	0	0,2951	−0,0492	−0,2951	0,890
4	0	0	0,0798	−0,0133	−0,0798	0,450
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0200	−0,0200	−0,0166	0,0166	0,184
7	0	0,0596	0,0202	−0,0630	−0,0301	0,468
8	0	0,1284	0,1121	−0,1451	−0,1331	0,835
9	0	0,1973	0,2285	−0,2353	−0,2614	1,219
10	0	0,2359	0,3146	−0,2884	−0,3540	1,481
11	0	0,2096	0,3083	−0,2610	−0,3432	1,444
12	0	0,1295	0,1585	−0,1559	−0,1801	0,884
13	0	0,1440	−0,1440	−0,1200	0,1200	0
14	0,08268	−0,0289	0,0617	0,0186	−0,0569	—
15	0,05381	−0,0050	−0,0042	0,0057	0,0050	—
16	0,01996	0,0139	−0,0543	−0,0048	0,0520	—
17	0,19607	−0,0901	−0,2252	0,1276	0,2402	—
18	0,15104	−0,0464	−0,2148	0,0822	0,2225	—
19	0,05962	0,0318	−0,1483	−0,0071	0,1430	—
20	0,23064	−0,1242	−0,2891	0,1724	0,3098	—
21	0,10645	0,0177	−0,1727	0,0111	0,1698	—
22	0,23115	−0,1870	−0,2217	0,2240	0,2529	—
23	0,13764	−0,0441	−0,1239	0,0648	0,1313	—
24	0,12948	−0,1295	−0,0248	0,1336	0,0464	—
25	0,07200	−0,1440	0,0859	0,1297	0,0619	—

Таблица 14.47. **Равнобедренные треугольные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1



$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0{,}50$$

Прогиб $z = \alpha \dfrac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\dfrac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \dfrac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

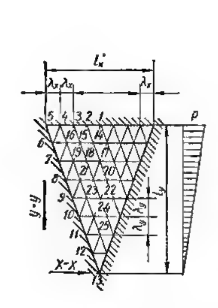
$$\lambda_x = \frac{l_x}{8};\ \lambda_y = \frac{l_y}{8}.$$

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,1146	—0,1858	—1,1146	2,391
2	0	0	0,9670	—0,1612	—0,9670	2,175
3	0	0	0,5861	—0,0977	—0,5861	1,521
4	0	0	0,1765	—0,0294	—0,1765	0,559
5	0	0	0	0	0	0
6	0	1,2424	0,0294	—1,2473	—0,2365	1,782
7	0	1,7609	0,0675	—1,7721	—0,3610	2,219
8	0	1,3700	0,0790	—1,3832	—0,3073	1,736
9	0	0,7485	0,0672	—0,7580	—0,1819	1,079
10	0	0,3030	0,0296	—0,3080	—0,0801	0,576
11	0	0,0817	0,0116	—0,0836	—0,0262	0,251
12	0	0,0070	0,0032	—0,0075	—0,0044	0,062
13	0	0	0	0	0	0
14	2,22914	—0,5905	—0,5222	0,6775	0,6206	—
15	1,63866	—0,3423	—0,4353	0,4148	0,4924	—
16	0,70591	0,2268	—0,2541	—0,1845	0,2163	—
17	2,44725	—0,9015	—0,2839	0,9488	0,4341	—
18	1,99651	—0,6416	—0,2297	0,6798	0,3366	—
19	0,90423	0,1881	—0,0889	—0,1732	0,0576	—
20	1,30455	—0,6495	0,0537	0,0406	0,0546	—
21	0,65504	—0,0055	0,0774	—0,0074	—0,0765	—
22	0,54332	—0,4148	0,1120	0,3861	—0,0429	—
23	0,33595	—0,1285	0,1008	0,1118	—0,0794	—
24	0,12636	—0,1264	0,0683	0,1166	—0,0372	—
25	0,02918	—0,0584	0,0207	0,0549	—0,0109	—

Продолжение табл. 14.47

Случай 2

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0{,}75$$



$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,1097	—0,1850	—1,1097	2,106
2	0	0	0,9622	—0,1604	—0,9622	1,908
3	0	0	0,5835	—0,0973	—0,5835	1,331
4	0	0	0,1761	—0,0294	—0,1761	0,511
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,4696	0,0559	—0,5627	—0,1342	1,009
7	0	0,9874	0,1031	—1,0046	—0,2877	1,682
8	0	1,0884	0,1280	—1,1097	—0,3094	1,706
9	0	0,7949	0,1097	—0,8132	—0,2421	1,246
10	0	0,3894	0,0678	—0,3781	—0,1327	0,668
11	0	0,1148	0,0282	—0,1195	—0,0473	0,251
12	0	0,0144	0,0061	—0,0154	—0,0085	0,051
13	0	0	0	0	0	0
14	0,98637	—0,2622	—0,3222	0,3159	0,3659	—
15	0,72419	—0,1490	—0,2997	0,1989	0,3245	—
16	0,31303	0,0981	—0,2102	—0,0631	0,1938	—
17	1,46605	—0,5265	—0,4262	0,5976	0,5139	—
18	1,20279	—0,3856	—0,3686	0,4470	0,4328	—
19	0,55394	0,0949	—0,1927	—0,0628	0,1769	—
20	1,06655	—0,5156	—0,1093	0,5338	0,1953	—
21	0,54094	—0,0253	—0,0126	0,0274	0,0168	—
22	0,56125	—0,4232	0,1029	0,4060	—0,0323	—
23	0,34967	—0,1381	0,1155	0,1188	—0,0926	—
24	0,14304	—0,1430	0,1235	0,1225	—0,0997	—
25	0,02884	—0,0577	0,0661	0,0483	—0,0465	—

Продолжение табл. 14.47

Случай 3

$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}00$

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,9571	—0,1595	—0,9571	1,849
2	0	0	0,8261	—0,1377	—0,8261	1,672
3	0	0	0,4948	—0,0825	—0,4948	1,174
4	0	0	0,1473	—0,0246	—0,1473	0,510
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,1767	0,0460	—0,1844	—0,0755	0,605
7	0	0,4933	0,1127	—0,5120	—0,1950	1,185
8	0	0,6975	0,1611	—0,7243	—0,2774	1,446
9	0	0,6581	0,1573	—0,6843	—0,2670	1,282
10	0	0,4255	0,1092	—0,4447	—0,1803	0,818
11	0	0,1682	0,0503	—0,1765	—0,0783	0,316
12	0	0,0292	0,0110	—0,0311	—0,0168	0,031
13	0	0	0	0	0	0
14	0,47856	—0,1310	—0,1625	0,1581	0,1844	—
15	0,34753	—0,0592	—0,1789	0,0990	0,1905	—
16	0,14728	0,0530	—0,1514	—0,0277	0,1425	—
17	0,83876	—0,3079	—0,3968	0,3741	0,4481	—
18	0,68480	—0,2180	—0,3531	0,2768	0,3896	—
19	0,31286	0,0591	—0,2068	—0,0246	0,1969	—
20	0,72519	—0,3526	—0,2119	0,3878	0,2707	—
21	0,37255	—0,0201	—0,0915	0,0354	0,0948	—
22	0,47715	—0,3543	0,0149	0,3519	0,0442	—
23	0,29998	—0,1228	0,0574	0,1133	—0,0369	—
24	0,15539	—0,1554	0,1349	0,1329	—0,1090	—
25	0,03553	—0,0731	0,1006	0,0563	—0,0884	—

Продолжение табл. 14.47

Случай 4

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}50$$

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

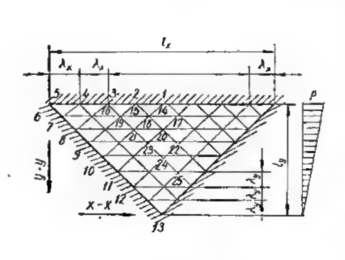
жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,6625	—0,1104	—0,6525	1,452
2	0	0	0,5663	—0,0942	—0,5663	1,310
3	0	0	0,3300	—0,0550	—0,3300	0,936
4	0	0	0,0960	—0,0160	—0,0960	0,470
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0427	0,0029	—0,0432	—0,0100	0,296
7	0	0,1314	0,0829	—0,1419	—0,0848	0,629
8	0	0,2367	0,1404	—0,2601	—0,1799	0,914
9	0	0,2991	0,1902	—0,3142	—0,2401	1,027
10	0	0,2786	0,1823	—0,3090	—0,2287	0,895
11	0	0,1825	0,1161	—0,2018	—0,1465	0,525
12	0	0,0768	0,0292	—0,0817	—0,0420	0,077
13	0	0,0393	—0,0221	—0,0356	0,0156	0
14	0,14721	—0,0432	—0,0211	0,0467	0,0283	—
15	0,10402	—0,0182	—0,0519	0,0285	0,0649	—
16	0,04257	0,0187	—0,0816	—0,0051	0,0785	—
17	0,30398	—0,1190	—0,2621	0,1627	0,2819	—
18	0,24447	—0,0774	—0,2427	0,1179	0,2555	—
19	0,10752	0,0294	—0,1579	—0,0031	0,1530	—
20	0,31453	—0,1568	—0,2313	0,1954	0,2574	—
21	0,15771	—0,0009	—0,1293	0,0224	0,1294	—
22	0,26222	—0,1975	—0,0965	0,2136	0,1294	—
23	0,16348	—0,0647	—0,0356	0,0707	0,0464	—
24	0,11764	—0,1176	0,0660	0,1066	—0,0464	—
25	0,04468	—0,0894	0,1139	0,0704	—0,0991	—

Продолжение табл. 14.47

Случай 5



$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 2,00$

Прогиб $z = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

кривизна; $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

моменты: $M_x = \eta_x p\lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p\lambda_x^2$;

опорная реакция $R = \beta p\lambda_x$;

жесткость $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$;

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_x = \frac{l_y}{8}$.

Точка	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,4587	−0,0765	−0,4587	1,170
2	0	0	0,3872	−0,0545	−0,3872	1,054
3	0	0	0,2231	−0,0372	−0,2231	0,769
4	0	0	0,0652	−0,0109	−0,0652	0,425
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0163	−0,0163	−0,0136	0,0136	0,171
7	0	0,0430	0,0223	−0,0467	−0,0295	0,391
8	0	0,0851	0,0867	−0,0996	−0,1009	0,600
9	0	0,1234	0,1518	−0,1487	−0,1724	0,750
10	0	0,1368	0,1850	−0,1676	−0,2078	0,776
11	0	0,1134	0,1586	−0,1397	−0,1775	0,611
12	0	0,0680	0,0637	−0,0786	−0,0750	0,213
13	0	0,0659	−0,0659	−0,0549	0,0549	0
14	0,05734	−0,0179	0,0165	0,0151	−0,0136	—
15	0,03947	−0,0053	−0,0228	0,0091	0,0237	—
16	0,01631	0,0069	−0,0514	0,0017	0,0502	—
17	0,12780	−0,0538	−0,1691	0,0820	0,1781	—
18	0,10089	−0,0310	−0,1598	0,0577	0,1650	—
19	0,04295	0,0150	−0,1094	0,0033	0,1069	—
20	0,14252	−0,0737	−0,1834	0,1043	0,1957	—
21	0,06880	0,0049	−0,1068	0,0129	0,1060	—
22	0,13239	−0,1040	−0,1133	0,1228	0,1305	—
23	0,08043	−0,0285	−0,0564	0,0379	0,0611	—
24	0,06798	−0,0680	0,0157	0,0654	−0,0043	—
25	0,03293	−0,0559	0,0743	0,0535	−0,0634	—

Данные для расчета в упругой стадии треугольных свободно опертых и заделанных по контуру плит при различных отношениях основания треугольника к высоте (от 0,50 до 2,00) приведены в табл. 14.48 и 14.49 для определения наибольших пролетных опорных изгибающих моментов.

Таблица 14.48. **Треугольные равнобедренные плиты, загруженные равномерно распределенной нагрузкой**

l_x/l_y	$M_x=\alpha_x P$; $M_y=\alpha_y P$; $P=\frac{l_x l_y}{2}p$.		$M_x=\alpha_x P$; $M_y=\alpha_y P$; $\overline{M}_u=-\beta_u P$; $\overline{M}_y=-\beta_y P$; $P=\frac{l_x l_y}{2}p$.			
	α_x	α_y	α_x	α_y	β_u	β_y
0,50	0,0396	0,0209	0,0187	0,0089	0,0356	0,0210
0,55	0,0404	0,0224	0,0203	0,0110	0,0365	0,0245
0,60	0,0411	0,0236	0,0209	0,0123	0,0370	0,0267
0,65	0,0418	0,0249	0,0211	0,0133	0,0372	0,0290
0,70	0,0424	0,0260	0,0211	0,0142	0,0372	0,0310
0,75	0,0428	0,0272	0,0210	0,0148	0,0371	0,0328
0,80	0,0432	0,0284	0,0207	0,0153	0,0367	0,0344
0,85	0,0433	0,0298	0,0205	0,0157	0,0361	0,0361
0,90	0,0433	0,0310	0,0202	0,0159	0,0354	0,0372
0,95	0,0431	0,0320	0,0199	0,0162	0,0346	0,0384
1,00	0,0428	0,0332	0,0196	0,0164	0,0338	0,0392
1,10	0,0421	0,0355	0,0190	0,0168	0,0321	0,0407
1,20	0,0413	0,0369	0,0184	0,0171	0,0303	0,0416
1,30	0,0404	0,0376	0,0178	0,0174	0,0284	0,0423
1,40	0,0394	0,0378	0,0171	0,0177	0,0255	0,0429
1,50	0,0385	0,0378	0,0164	0,0178	0,0246	0,0432
1,60	0,0375	0,0378	0,0157	0,0180	0,0225	0,0434
1,70	0,0366	0,0378	0,0149	0,0181	0,0205	0,0434
1,80	0,0355	0,0377	0,0140	0,0181	0,0186	0,0430
1,90	0,0342	0,0377	0,0130	0,0181	0,0167	0,0424
2,00	0,0324	0,0377	0,0117	0,0181	0,0148	0,0413

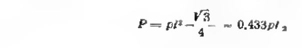
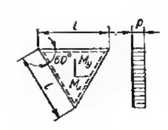
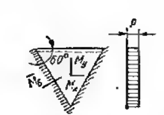
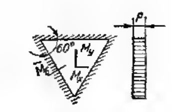
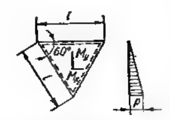
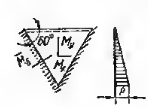
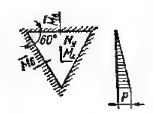
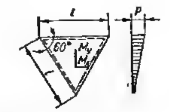
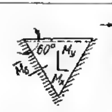
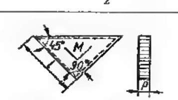
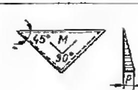
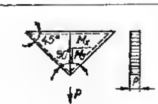
Таблица 14.49. **Треугольные равнобедренные плиты, загруженные треугольной нагрузкой**

l_x/l_y	$M_x = \alpha_x P$; $M_y = \alpha_u P$; $P = \frac{l_x l_y}{3} p$.		$M_x = \alpha_x P$; $M_y = \alpha_y P$; $\overline{M}_u = -\beta_u P$; $\overline{M}_y = -\beta_y P$; $P = \frac{l_x l_y}{3} p$.			
	α_x	α_y	x	α_y	β_u	β_y
0,50	0,0404	0,0273	0,0212	0,0123	0,0413	0,0262
0,55	0,0407	0,0289	0,0211	0,0130	0,0410	0,0308
0,60	0,0408	0,0300	0,0209	0,0137	0,0405	0,0332
0,65	0,0408	0,0312	0,0207	0,0143	0,0401	0,0352
0,70	0,0409	0,0322	0,0204	0,0150	0,0395	0,0372
0,75	0,0410	0,0333	0,0201	0,0157	0,0390	0,0392
0,80	0,0409	0,0343	0,0198	0,0164	0,0387	0,0409
0,85	0,0408	0,0353	0,0195	0,0170	0,0376	0,0423
0,90	0,0405	0,0362	0,0191	0,0176	0,0370	0,0434
0,95	0,0399	0,0369	0,0187	0,0182	0,0361	0,0443
1,00	0,0391	0,0377	0,0183	0,0187	0,0350	0,0450
1,10	0,0375	0,0388	0,0175	0,0192	0,0326	0,0459
1,20	0,0358	0,0397	0,0167	0,0194	0,0300	0,0465
1,30	0,0343	0,0405	0,0158	0,0193	0,0268	0,0468
1,40	0,0328	0,0409	0,0149	0,0191	0,0238	0,0459
1,50	0,0314	0,0411	0,0139	0,0188	0,0211	0,0467
1,60	0,0302	0,0411	0,0130	0,0185	0,0190	0,0464
1,70	0,0292	0,0410	0,0121	0,0182	0,0173	0,0460
1,80	0,0283	0,0408	0,0113	0,0179	0,0157	0,0463
1,90	0,0276	0,0403	0,0105	0,0176	0,0143	0,0444
2,00	0,0268	0,0398	0,0098	0,0172	0,0129	0,0430

Данные для определения (в упругой стадии работы) наибольших пролетных и опорных изгибающих моментов в равносторонних треугольных плитах, а также в плитах, имеющих форму равнобедренного прямоугольного треугольника, приведены в табл. 14.50. Кроме равномерной нагрузки и нагрузок, распределенных по закону треугольника, для равнобедренной плиты рассмотрен случай линейной нагрузки.

Коэффициент Пуассона при составлении табл. 14.48—14.50 принят равным нулю.

Таблица 14.50. **Треугольные равносторонние и равнобедренные плиты**

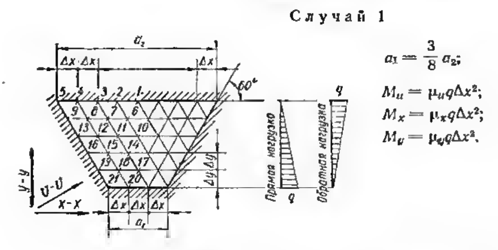
 $P = pl^2 \frac{\sqrt{3}}{4} \approx 0{,}433pl^2$		
		
$M_x = 0{,}01758pl^2 = 0{,}0406P$; $M_y = 0{,}01538pl^2 = 0{,}0355P$.	$M_x = 0{,}00930pl^2 = 0{,}0215P$; $M_y = 0{,}00980pl^2 = 0{,}0226P$; $\overline{M}_б = -0{,}02136pl^2 =$ $= -0{,}0493P$.	$M_x = 0{,}00812pl^2 = 0{,}01875P$; $M_y = 0{,}00716pl^2 = 0{,}01653P$; $\overline{M}_б = -0{,}01787pl^2 = -0{,}0413P$.
$P = pl^2 \frac{\sqrt{3}}{12} \approx 0{,}1433pl^2$		
		
$M_x = 0{,}00739pl^2 = 0{,}0512P$; $M_y = 0{,}00425pl^2 = 0{,}0294P$.	$M_x = 0{,}00373pl^2 = 0{,}02584P$; $M_y = 0{,}00227pl^2 = 0{,}01573P$; $\overline{M}_б = -0{,}00752pl^2 =$ $= -0{,}0521P$.	$M_x = 0{,}00344pl^2 = 0{,}02383P$; $M_y = 0{,}00224pl^2 = 0{,}01552P$; $\overline{M}_б = -0{,}00681pl^2 = -0{,}0472P$; $\overline{M}_в = -0{,}00452pl^2 = -0{,}0313P$.
$P = pl^2 \frac{\sqrt{3}}{6} \approx 0{,}2887pl^2$		
		
$M_x = 0{,}01063pl^2 = 0{,}0368P$; $M_y = 0{,}01139pl^2 = 0{,}0395P$.	$M_x = 0{,}00557pl^2 = 0{,}0193P$; $M_y = 0{,}00752pl^2 = 0{,}02605P$; $\overline{M}_б = -0{,}01430pl^2 =$ $= -0{,}0495P$.	$M_x = 0{,}00468pl^2 = 0{,}01621P$; $M_y = 0{,}00552pl^2 = 0{,}01912$; $\overline{M}_б = -0{,}01119pl^2 = -0{,}0388P$; $\overline{M}_в = -0{,}01335pl^2 = -0{,}0462P$.
$P = \frac{pl^2}{2}$	$P = \frac{pl}{6}$	$P = 0{,}707pl$
		
$M = 0{,}0139pl^2 = 0{,}0278P$.	$M = 0{,}0063pl^2 = 0{,}0378P$.	$M_x = 0{,}0717pl = 0{,}01014P$; $M_y = 0{,}0400pl = 0{,}0574P$.

Трапецоидальные плиты

Данные для расчета в упругой стадии симметричных трапецоидальных плит на треугольную нагрузку приведены в табл. 14.51—14.54. При помощи их могут быть рассчитаны трапецоидальные плиты, загруженные равномерно распределенной или трапецоидальной нагрузками. Равномерная или трапецоидальная нагрузки расчленяются при этом на две треугольные нагрузки. Табл. 14.51—14.54 составлены для различных соотношений оснований трапеции (3/8 и 1/2), а также для различного характера опирания оснований (защемление и свободное опирание).

Таблица 14.51. **Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по всему контуру и загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1



$$a_1 = \frac{3}{8} a_2;$$

$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$

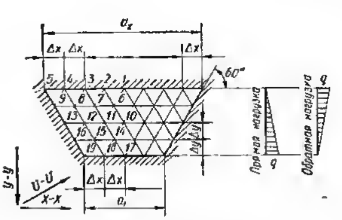
$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$

$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

Точка	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точка
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	—0,0685	—0,4110	—	—0,1098	—0,6588	1
2	—	—0,0569	—0,3417	—	—0,0961	—0,5767	2
3	—	—0,0301	—0,1808	—	—0,0598	—0,3591	3
4	—	—0,0074	—0,0443	—	—0,0186	—0,1118	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0488	—0,0105	—	0,0830	0,1390	6
7	—	0,0161	0,0022	—	0,0630	0,1444	7
8	—	—0,0318	0,0167	—	0,0015	0,1146	8
9	—0,0443	—0,0351	—0,0165	—0,1118	—0,0885	—0,0419	9
10	—	0,1679	0,2171	—	0,1888	0,3210	10
11	—	0,1201	0,1892	—	0,1537	0,2805	11
12	—	—0,0604	0,1180	—	0,0135	0,1499	12
13	—0,2003	—0,1584	—0,0751	—0,3356	—0,2656	—0,1258	13
14	—	0,2041	0,2521	—	0,1736	0,1745	14
15	—	0,0411	0,1296	—	0,0510	0,1237	15
16	—0,4049	—0,3205	—0,1518	—0,4638	—0,3671	—0,1739	16
17	—	0,1418	0,0931	—	0,0854	—0,0543	17
18	—	0,0935	0,0376	—	0,0386	—0,0773	18
19	—0,4219	—0,3604	—0,1707	—0,3754	—0,2971	—0,1408	19
20	—	—0,0832	—0,4993	—	—0,0559	—0,3354	20
21	—0,1805	—0,1805	—0,1805	—0,1184	—0,1184	—0,1184	21

Продолжение табл. 14.51

Случай 2



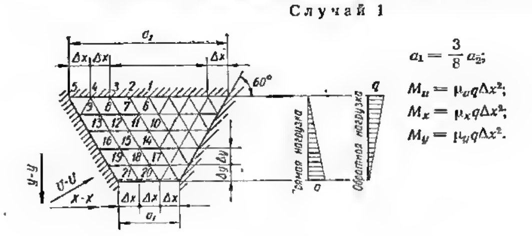
$$a_1 = \frac{1}{2} a_2;$$

$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$
$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$
$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

Точка	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точка
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	—0,0594	—0,3562	—	—0,0812	—0,4869	1
2	—	—0,0514	—0,3083	—	—0,0731	—0,4387	2
3	—	—0,0301	—0,1805	—	—0,0489	—0,2934	3
4	—	—0,0084	—0,0504	—	—0,0164	—0,0982	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0415	0,0397	—	0,0623	0,1625	6
7	—	0,0301	0,0408	—	0,0614	0,1549	7
8	—	—0,0162	0,0321	—	0,0201	0,1151	8
9	—0,0504	—0,0399	—0,0189	—0,0982	—0,0777	—0,0368	9
10	—	0,1100	0,2450	—	0,1045	0,2492	10
11	—	0,1047	0,2133	—	0,1030	0,2183	11
12	—	0,0219	0,1211	—	0,0398	0,1179	12
13	—0,1949	—0,1543	—0,0731	—0,2604	—0,2062	—0,0977	13
14	—	0,0815	0,1465	—	0,0510	0,0265	14
15	—	0,0699	0,0848	—	0,0341	—0,0105	15
16	—0,2996	—0,2371	—0,1123	—0,2748	—0,2175	—0,1030	16
17	—	—0,0778	—0,4670	—	—0,0588	—0,3528	17
18	—	—0,0647	—0,3885	—	—0,0482	—0,2889	18
19	—0,1356	—0,1356	—0,1356	—0,1356	—0,1356	—0,1356	19

Таблица 14.52. **Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по трем сторонам и свободно опертые по меньшему основанию, загруженные треугольной нагрузкой**

Случай 1



$$a_1 = \frac{3}{8} a_2;$$

$$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$$

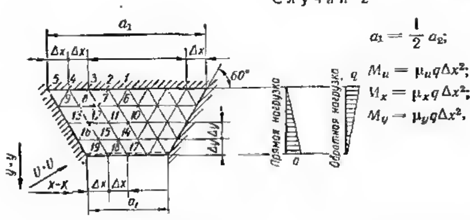
$$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$$

$$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$$

Точка	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точка
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	—0,0765	—0,4590	—	—0,1152	—0,6910	1
2	—	—0,0629	—0,3774	—	—0,1001	—0,6005	2
3	—	—0,0322	—0,1935	—	—0,0613	—0,3677	3
4	—	—0,0076	—0,0456	—	—0,0188	—0,1126	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0547	—0,0287	—	0,0870	0,1268	6
7	—	0,0147	—0,0026	—	0,0609	0,1374	7
8	—	—0,0393	0,0130	—	—0,0031	0,1123	8
9	—0,0456	—0,0361	—0,0171	—0,1125	—0,0892	—0,0422	9
10	—	0,2003	0,2183	—	0,2105	0,3221	10
11	—	0,1329	0,1919	—	0,1623	0,2823	11
12	—	—0,0411	0,1053	—	0,0016	0,1507	12
13	—0,2160	—0,1709	—0,0810	—0,3461	—0,2740	—0,1298	13
14	—	0,2630	0,2922	—	0,2132	0,2014	14
15	—	0,0270	0,1457	—	0,0316	0,0745	15
16	—0,4681	—0,3705	—0,1755	—0,5051	—0,4006	—0,1898	16
17	—	0,2492	0,2671	—	0,1574	0,0523	17
18	—	0,1458	0,1476	—	0,0734	—0,0037	18
19	—0,6042	—0,4783	—0,2256	—0,4750	—0,3761	—0,1781	19
20	—	0	0	—	0	0	20
21	0	0	0	—	0	0	21

Продолжение табл. 14.52

Случай 2



$a_1 = \frac{1}{2} a_2;$

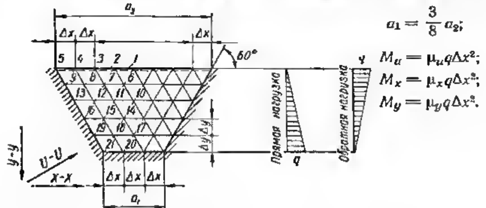
$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$

$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$

$M_y = \mu_y q \Delta x^2,$

Точка	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точка
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	−0,0767	−0,4600	—	−0,0941	−0,5465	1
2	—	−0,0649	−0,3896	—	−0,0832	−0,4994	2
3	—	−0,0359	−0,2153	—	−0,0532	−0,3193	3
4	—	−0,0093	−0,0577	—	−0,0170	−0,1022	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,0546	0,0191	—	0,0720	0,1472	6
7	—	0,0290	0,0277	—	0,0605	0,1451	7
8	—	−0,0250	0,0545	—	0,0092	0,1111	8
9	−0,0563	−0,0441	−0,0209	−0,1022	−0,0809	−0,0383	9
10	—	0,1646	0,3027	—	0,1454	0,2923	10
11	—	0,1400	0,2583	—	0,1293	0,2519	11
12	—	−0,0002	0,1383	—	0,0245	0,1309	12
13	−0,2374	−0,1878	−0,0890	−0,2921	−0,2312	−0,1095	13
14	—	0,1629	0,3297	—	0,1119	0,1633	14
15	—	0,0995	0,1851	—	0,0554	0,0542	15
16	−0,4238	−0,3354	−0,1586	−0,3673	−0,2907	−0,1377	16
17	—	0	0	—	0	0	17
18	—	0	0	—	0	0	18
19	0	0	0	—	0	0	19

Таблица 14.53. **Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по трем сторонам и свободно опертые по большему основанию, загруженные треугольной нагрузкой**



$a_1 = \frac{3}{8} a_2;$

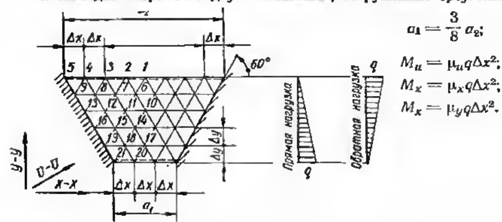
$M_u = \mu_u q \Delta x^2;$

$M_x = \mu_x q \Delta x^2;$

$M_y = \mu_y q \Delta x^2.$

Точка	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точка
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	0	0	—	0	0	1
2	—	0	0	—	0	0	2
3	—	0	0	—	0	0	3
4	—	0	0	—	0	0	4
5	0	0	0	—	0	0	5
6	—	0,1195	0,1728	—	0,1979	0,4472	6
7	—	0,0539	0,1405	—	0,1291	0,3764	7
8	—	—0,0455	0,0755	—	—0,0141	0,2243	8
9	—0,0866	—0,0686	—0,0325	—0,1896	—0,1501	—0,0707	9
10	—	0,2272	0,2841	—	0,2773	0,3847	10
11	—	0,1614	0,2437	—	0,2239	0,3731	11
12	—	—0,0332	0,1225	—	0,000	0,1803	12
13	—0,3020	—0,3497	—0,1656	—0,5170	—0,4093	—0,1939	13
14	—	0,2367	0,2510	—	0,2291	0,1757	14
15	—	0,0399	0,1148	—	0,0397	0,0377	15
16	—0,5111	—0,4046	—0,1917	—0,6472	—0,5124	—0,2427	16
17	—	0,1538	0,0618	—	0,1058	—0,1055	17
18	—	0,0945	0,0073	—	0,0402	—0,1291	18
19	—0,5220	—0,4132	—0,1960	—0,4890	—0,3871	—0,1834	19
20	—	—0,0918	—0,5510	—	—0,0705	—0,4230	20
21	—0,1980	—0,1980	—0,1980	—0,1480	—0,1480	—0,1480	21

Таблица 14.54. **Равнобедренные трапецоидальные плиты, защемленные по двум сторонам и свободно опертые по двум основаниям, загруженные треугольной нагрузкой**



$a_1 = \frac{3}{8} a_2$;

$M_u = \mu_u q \Delta x^2$;

$M_x = \mu_x q \Delta x^2$;

$M_x = \mu_y q \Delta x^2$.

Точка	Прямая нагрузка q			Обратная нагрузка q			Точка
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y	
1	—	0	0	—	0	0	1
2	—	0	0	—	0	0	2
3	—	0	0	—	0	0	3
4	—	0	0	—	0	0	4
5	0	0	0	0	0	0	5
6	—	0,1349	0,1742	—	0,2097	0,4483	6
7	—	0,0541	0,1435	—	0,1292	0,3788	7
8	—	—0,0560	0,0771	—	—0,0222	0,2225	8
9	—0,0922	—0,0730	—0,0346	—0,1938	—0,1535	—0,0727	9
10	—	0,2708	0,2940	—	0,3201	0,4434	10
11	—	0,1804	0,2529	—	0,2385	0,3802	11
12	—	0,0545	0,1261	—	—0,0163	0,1831	12
13	—0,3303	—0,4579	—0,2169	—0,5386	—0,4264	—0,2020	13
14	—	0,3062	0,2956	—	0,2818	0,2068	14
15	—	0,0241	0,1313	—	0,0275	0,0503	15
16	—0,5935	—0,4699	—0,2226	0,7102	—0,5623	—0,2663	16
17	—	0,2747	0,2520	—	0,1984	0,0383	17
18	—	0,1528	0,1253	—	0,0845	—0,0381	18
19	—0,6956	—0,5507	—0,2609	0,6217	—0,4922	—0,2332	19
20	—	0	0	—	0	0	20
21	0	0	0	0	0	0	21

Круглые и кольцевые плиты

Приведенные ниже формулы (табл. 14.55) позволяют определить (для упругой стадии работы) прогибы, углы поворота, радиальные и тангенциальные изгибающие моменты в круглых и кольцевых плитах.

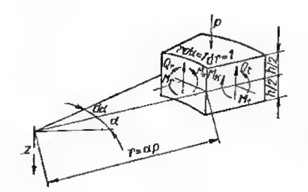


Рис. 14.10. Схема внутренних усилий в круглых плитах.

В табл. 14.55 приняты следующие обозначения:

a — радиус плиты;
r — радиус кольцевого сечения;
$D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость плиты;
h — толщина плиты;
E — модуль упругости материала плиты;
μ — коэффициент Пуассона;
M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный изгибающий момент;
Q_r — радиальная поперечная сила;
A — опорное давление;
Q_t — тангенциальная поперечная сила;
$M_к$ — крутящий момент;
W — прогиб плиты;
φ_r — радиальный угол поворота;
ψ — тангенциальный угол поворота.

Схема внутренних усилий и их положительное направление показаны на рис. 14.10.

Для ряда случаев нагрузки, кроме формул, для наглядности приведены эпюры внутренних усилий.

Таблица 14.55. **Формулы для расчета круглых и кольцевых плит**

Круглая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

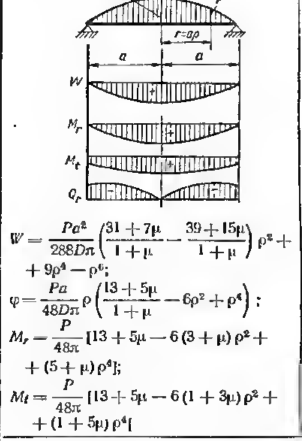
$p = \text{const}; \quad P = pa^2\pi; \quad Q_r = -\dfrac{P}{2a\pi}\rho; \quad A = \dfrac{P}{2a\pi}.$

$W = \dfrac{Pa^2}{64D\pi}(1-\rho^2)\left(\dfrac{5+\mu}{1+\mu}-\rho^2\right);$	$W = \dfrac{Pa^2}{64D\pi}(1-\rho^2)^2;$
$\varphi = \dfrac{Pa}{16D\pi}\rho\left(\dfrac{2+\mu}{1+\mu}-\rho^2\right);$	$\varphi = \dfrac{Pa}{16D\pi}\rho(1-\rho^2);$
$M_r = \dfrac{P}{16\pi}(3+\mu)(1-\rho^2);$	$M_r = \dfrac{P}{16\pi}[1+\mu-(3+\mu)\rho^2];$
$M_t = \dfrac{P}{16\pi}[3+\mu-(1+3\mu)\rho^2]$	$M_t = \dfrac{P}{16\pi}[1+\mu-(1+3\mu)\rho^2]$

Продолжение табл. 14.55

Круглая плита, загруженная параболической нагрузкой

$$p = p_0(1-\rho^2);\quad P = \frac{1}{2}p_0 a^2\pi;\quad Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\rho(2-\rho^2);\quad A = \frac{P}{2a\pi}.$$



$$W = \frac{Pa^2}{288D\pi}\left(\frac{31+7\mu}{1+\mu} - \frac{39+15\mu}{1+\mu}\right)\rho^2 + $$
$$+ 9\rho^4 - \rho^6;$$

$$\varphi = \frac{Pa}{48D\pi}\rho\left(\frac{13+5\mu}{1+\mu} - 6\rho^2 + \rho^4\right);$$

$$M_r = \frac{P}{48\pi}[13 + 5\mu - 6(3+\mu)\rho^2 +$$
$$+ (5+\mu)\rho^4];$$

$$M_t = \frac{P}{48\pi}[13 + 5\mu - 6(1+3\mu)\rho^2 +$$
$$+ (1+5\mu)\rho^4]$$

$$W = \frac{Pa^2}{288D\pi}(7 - 15\rho^2 + 9\rho^4 - \rho^6);$$

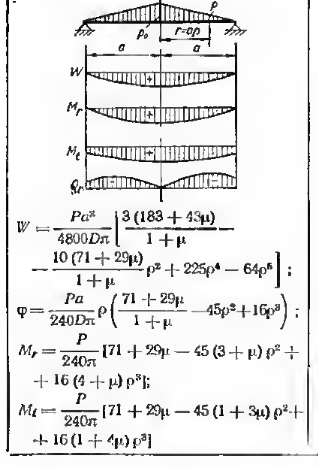
$$\varphi = \frac{Pa}{48D\pi}\rho(5 - 6\rho^2 + \rho^4);$$

$$M_r = \frac{P}{48\pi}[5(1+\mu) - 6(3+\mu)\rho^2 + (5+\mu)\rho^4];$$

$$M_t = \frac{P}{48\pi}[5(1+\mu) - 6(1+3\mu)\rho^2 + (1+5\mu)\rho^4]$$

Круглая плита, загруженная конической нагрузкой

$$p = p_0(1-\rho);\quad P = \frac{1}{3}p_0 a^2\pi;\quad Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\rho(3-2\rho);\quad A = \frac{P}{2a\pi}.$$

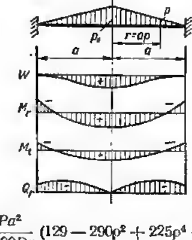


$$W = \frac{Pa^2}{4800D\pi}\left[\frac{3(183+43\mu)}{1+\mu} - \right.$$
$$\left. - \frac{10(71+29\mu)}{1+\mu}\rho^2 + 225\rho^4 - 64\rho^5\right];$$

$$\varphi = \frac{Pa}{240D\pi}\rho\left(\frac{71+29\mu}{1+\mu} - 45\rho^2 + 16\rho^3\right);$$

$$M_r = \frac{P}{240\pi}[71 + 29\mu - 45(3+\mu)\rho^2 +$$
$$+ 16(4+\mu)\rho^3];$$

$$M_t = \frac{P}{240\pi}[71 + 29\mu - 45(1+3\mu)\rho^2 +$$
$$+ 16(1+4\mu)\rho^3]$$



$$W = \frac{Pa^2}{4800D\pi}(129 - 290\rho^2 + 225\rho^4 - 64\rho^5);$$

$$\varphi = \frac{Pa}{240D\pi}\rho(29 - 45\rho^2 + 16\rho^3);$$

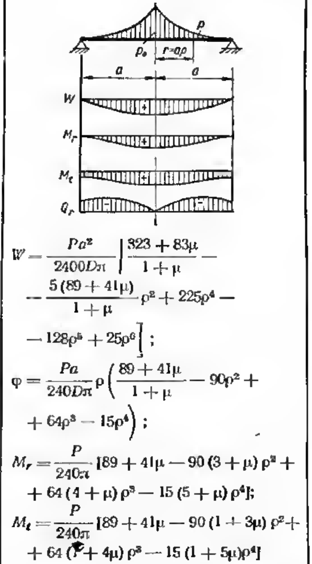
$$M_r = \frac{P}{240\pi}[29(1+\mu) - 45(3+\mu)\rho^2 +$$
$$+ 16(4+\mu)\rho^3];$$

$$M_t = \frac{P}{240\pi}[29(1+\mu) - 45(1+3\mu)\rho^2 +$$
$$+ 16(1+4\mu)\rho^3]$$

Продолжение табл. 14.55

Круглая плита, загруженная параболической нагрузкой

$$p = p_0 (1-\rho)^2; \quad = \frac{1}{6} p_0 a^2 \pi; \quad Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\rho (6 - 8\rho + 3\rho^2); \quad A = \frac{P}{2a\pi}.$$



$$W = \frac{Pa^2}{2400 D\pi}\left[\frac{323 + 83\mu}{1+\mu} - \frac{5(89 + 41\mu)}{1+\mu}\rho^2 + 225\rho^4 - 128\rho^5 + 25\rho^6\right];$$

$$\varphi = \frac{Pa}{240 D\pi}\rho\left(\frac{89 + 41\mu}{1+\mu} - 90\rho^2 + 64\rho^3 - 15\rho^4\right);$$

$$M_r = \frac{P}{240\pi}[89 + 41\mu - 90(3+\mu)\rho^2 + 64(4+\mu)\rho^3 - 15(5+\mu)\rho^4];$$

$$M_t = \frac{P}{240\pi}[89 + 41\mu - 90(1+3\mu)\rho^2 + 64(1+4\mu)\rho^3 - 15(1+5\mu)\rho^4]$$

$$W = \frac{Pa^2}{2400 D\pi}(83 - 205\rho^2 + 225\rho^4 - 128\rho^5 + 25\rho^6);$$

$$\varphi = \frac{Pa}{240 D\pi}\rho(41 - 90\rho^2 + 64\rho^3 - 15\rho^4);$$

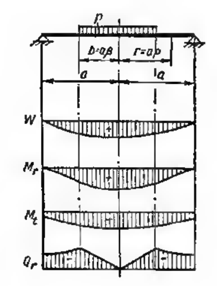
$$M_r = \frac{P}{240\pi}[41(1+\mu) - 90(3+\mu)\rho^2 + 64(4+\mu)\rho^3 - 15(5+\mu)\rho^4];$$

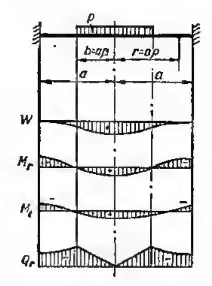
$$M_t = \frac{P}{240\pi}[41(1+\mu) - 90(1+3\mu)\rho^2 + 64(1+4\mu)\rho^3 - 15(1+5\mu)\rho^4]$$

Круглая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой в центре круга

$$P = pb^2\pi = pa^2\pi\beta^2; \quad Q_r = -\frac{P}{2a\beta^2\pi}\rho \ (\text{при } 0 \leqslant \rho \leqslant \beta);$$

$$A = \frac{P}{2a\pi}; \qquad Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\cdot\frac{1}{\rho} \ (\text{при } \beta \leqslant \rho \leqslant 1).$$





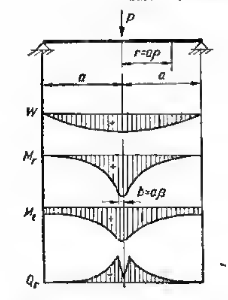
Продолжение табл. 14.55

При $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$	При $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$
$W = \frac{Pa^2}{64D\pi} \cdot \frac{1}{1+\mu} \Big\{ 4(3+\mu) - (7 + 3\mu)\beta^2 + 4(1+\mu)\beta\ln\beta - 2[4 - (1-\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\ln\beta]\rho^2 + \frac{1+\mu}{\beta^2}\rho^4 \Big\}$;	$W = \frac{Pa^2}{64D\pi}\Big[4 - 3\beta^2 + 4\beta^2\ln\beta - 2(\beta^2 - 4\ln\beta)\rho^2 + \frac{1}{\beta^2}\rho^4\Big]$;
$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi} \cdot \frac{1}{1+\mu}\rho\Big[4 - (1-\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\ln\beta - \frac{1+\mu}{\beta^2}\rho^2\Big]$;	$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi}\rho\Big(\beta^2 - 4\ln\beta - \frac{1}{\beta^2}\rho^2\Big)$;
$M_r = \frac{P}{16\pi}\Big[4 - (1-\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\ln\beta - \frac{3+\mu}{\beta^2}\rho^2\Big]$;	$M_r = \frac{P}{16\pi}\Big[(1+\mu)(\beta^2 - 4\ln\beta) - \frac{3+\mu}{\beta^2}\rho^2\Big]$;
$M_t = \frac{P}{16\pi}\Big[4 - (1-\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\ln\beta - \frac{1+3\mu}{\beta^2}\rho^2\Big]$.	$M_t = \frac{P}{16\pi}\Big[(1+\mu)(\beta^2 - 4\ln\beta) - \frac{1+3\mu}{\beta^2}\rho^2\Big]$.
При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$	При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$
$W = \frac{Pa^2}{32D\pi} \cdot \frac{1}{1+\mu}\{[2(3+\mu) - (1-\mu)\beta^2](1-\rho^2) + 2(1+\mu)\beta^2\ln\rho + 4(1+\mu)\rho^2\ln\rho\}$;	$W = \frac{Pa^2}{32D\pi}[(2-\beta^2)(1-\rho^2) + 2(\beta^2 + 2\rho^2)\ln\rho]$;
$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi} \cdot \frac{1}{1+\mu}\Big\{[4 - (1-\mu)\beta^2]\rho - (1+\mu)\beta^2\frac{1}{\rho} - 4(1+\mu)\rho\ln\rho\Big\}$;	$\varphi = \frac{Pa}{16D\pi}\rho\Big[\beta^2\Big(1 - \frac{1}{\rho^2}\Big) - 4\ln\rho\Big]$;
$M_r = \frac{P}{16\pi}\Big[(1-\mu)\beta^2\Big(\frac{1}{\rho^2} - 1\Big) - 4(1+\mu)\ln\rho\Big]$;	$M_r = \frac{P}{16\pi}\Big[-4 + (1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2} + (1+\mu)(\beta^2 - 4\ln\rho)\Big]$;
$M_t = \frac{P}{16\pi}\Big\{(1-\mu)\Big[4 - \beta^2\Big(\frac{1}{\rho^2} + 1\Big)\Big] - 4(1+\mu)\ln\rho\Big\}$	$M_t = \frac{P}{16\pi}\Big[-4\mu - (1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2} + (1+\mu)(\beta^2 - 4\ln\rho)\Big]$

Продолжение табл. 14.55

Круглая плита, загруженная сосредоточенной силой P в центре

$$Q_r = -\frac{P}{2a\pi}\cdot\frac{1}{\rho}\ (\text{при } \rho \geq \beta);\quad Q_r = 0\ (\text{при } \rho = 0);\quad A = \frac{P}{2a\pi}.$$



$$W = \frac{Pa^2}{16D\pi}\left[\frac{3+\mu}{1+\mu}(1-\rho^2) + 2\rho^2\ln\rho\right];$$

$$\varphi = \frac{Pa}{4D\pi}\rho\left(\frac{1}{1+\mu} - \ln\rho\right).$$

$$W = \frac{Pa^2}{16D\pi}(1-\rho^2+2\rho^2\ln\rho);$$

$$\varphi = -\frac{Pa}{4D\pi}\rho\ln\rho.$$

При $\rho > \beta$

$$M_r = -\frac{P}{4\pi}(1+\mu)\ln\rho;$$

$$M_t = \frac{P}{4\pi}[1-\mu-(1+\mu)\ln\rho].$$

$$M_r = -\frac{P}{4\pi}[1+(1+\mu)\ln\rho];$$

$$M_t = -\frac{P}{4\pi}[\mu+(1+\mu)\ln\rho].$$

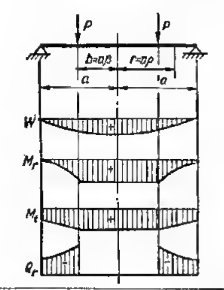
Для нахождения моментов и поперечных сил в центре плиты предполагаем, что сила P распределена на некоторую небольшую площадь радиуса $b = a\beta$. Тогда для этого случая пригодны формулы, записанные выше. Отбросив величину β^2 как малую высшего порядка получаем для центра плиты, т. е. при $\rho = 0$:

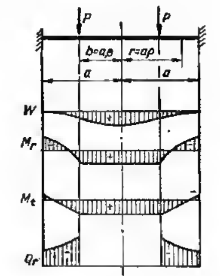
$$M_r = M_t = \frac{P}{4\pi}[1-(1+\mu)\ln\beta]$$

$$M_r = M_t = -\frac{P}{4\pi}(1+\mu)\ln\beta$$

Круглая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по линии окружности

$$Q_r = 0\ (\text{при } 0 \leq \rho \leq \beta);\quad Q_r = -P\beta\frac{1}{\rho}\ (\text{при } \beta \leq \rho \leq 1);\quad A = P\beta.$$





Продолжение табл. 14.55

При $0 \leqslant \rho \leqslant \beta$

$W=\frac{Pa^2}{8D}\cdot\frac{\beta}{1+\mu}\{(3+\mu)(1-\beta^2)+2(1+\mu)\beta^2\ln\beta-[(1-\mu)(1-\beta^2)-2(1+\mu)\ln\beta]\rho^2\}$; $\varphi=\frac{Pa^2}{4D}\cdot\frac{\beta}{1+\mu}\rho[(1-\mu)(1-\beta^2)-2(1+\mu)\ln\beta]$; $M_r=M_t=\frac{Pa}{4}\beta[(1-\mu)(1-\beta^2)-2(1+\mu)\ln\beta]$.	$W=\frac{Pa^3}{8D}\beta[1-\beta^2+2\beta^2\ln\beta+(1-\beta^2+2\ln\beta)\rho^2]$; $\varphi=-\frac{Pa^2}{4D}\beta\rho(1-\beta^2+2\ln\beta)$; $M_r=-\frac{Pa}{4}\beta(1+\mu)(1-\beta^2+2\ln\beta)$; $M_t=-\frac{Pa}{4}\beta(1+\mu)(1-\beta^2+2\ln\beta)$.

При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$

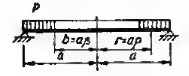
$W=\frac{Pa^3}{8D}\cdot\frac{\beta}{1+\mu}\{[3+\mu-(1-\mu)\beta^2]\times(1-\rho^2)+2(1+\mu)(\beta^2+\rho^2)\ln\rho\}$; $\varphi=\frac{Pa^2}{4D}\cdot\frac{\beta}{1+\mu}\rho\left[2-(1-\mu)\beta^2-(1+\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2}-2(1+\mu)\ln\rho\right]$; $M_r=\frac{Pa}{4}\beta\left[(1-\mu)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)-2(1+\mu)\ln\rho\right]$; $M_t=\frac{Pa}{4}\beta\left\{(1-\mu)\left[2-\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}+1\right)\right]-2(1+\mu)\ln\rho\right\}$	$W=\frac{Pa^3}{8D}\beta[(1+\beta^2)(1-\rho^2)+2(\beta^2+\rho^2)\ln\rho]$; $\varphi=\frac{Pa^2}{4D}\beta\rho\left[\beta^2\left(1-\frac{1}{\rho^2}\right)-2\ln\rho\right]$; $M_r=-\frac{Pa}{4}\beta\left[2-(1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2}-(1+\mu)(\beta^2-2\ln\rho)\right]$; $M_t=-\frac{Pa}{4}\beta\left[2\mu+(1-\mu)\beta^2\frac{1}{\rho^2}-(1+\mu)(\beta^2-2\ln\rho)\right]$

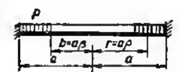
Круглая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по кольцу

$Q_r=0$ (при $\rho\leqslant\beta$); $Q_r=-\frac{pa}{2}\left(\rho-\frac{\beta^2}{\rho}\right)$ (при $\rho>\beta$); $A=\frac{pa}{2}(\beta^2-1)$;

$$k_1=[(5+\mu)-(7+3\mu)\beta^2](1-\beta^2)-4(1+\mu)\beta^4\ln\beta;$$

$$k_2=[(3+\mu)-(1-\mu)\beta^2](1-\beta^2)+4(1+\mu)\beta^2\ln\beta.$$





При $\rho\leqslant\beta$

$W=\frac{pa^4}{64D(1+\mu)}[k_1-2k_2+2k_2(1-\rho^2)]$; $M_r=M_t=\frac{pa^2}{16}k_2$.	$W=\frac{pa^4}{64D}\{4\beta^2(1-\beta^2)-4\beta^2\ln\beta(1+\beta^2)+2[1-\beta^2(\beta^2-4\ln\beta)(1-\rho^2)]\}$; $M_r=M_t=\frac{pa^2}{16}(1+\mu)[1-\beta^2(\beta^2-4\ln\beta)]$.

Продолжение табл. 14.55

При $\rho \geqslant \beta$

$$W=\frac{Pa^4}{64D(1+\mu)}\{2[(3+\mu)(1-2\beta^2)+(1-\mu)\beta^4](1-\rho^2)-(1+\mu)(1-\rho^4)-4(1+\mu)\beta^4\ln\rho-8(1+\mu)\beta^2\rho^2\ln\rho\};$$

$$M_r=\frac{pa^2}{16}\left[(3+\mu)(1-\rho^2)-(1-\mu)\beta^4\times\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)+4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

$$M_t=\frac{pa^2}{16}\left[(1+3\mu)(1-\rho^2)+(1-\mu)\beta^4\times\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)+4(1+\mu)\beta^2\rho^2\ln\rho+2(1-\mu)(1-\beta^2)^2\right]$$

$$W=\frac{pa^4}{64D}[2(1-3\beta^2-\beta^4)(1-\rho^2)-(1-\rho^4)-4\beta^4\ln\rho-8\beta^2\rho^2\ln\rho];$$

$$M_r=\frac{pa^2}{16}\left[-2(1-\beta^2)^2+(3+\mu)(1-\rho^2)-(1-\mu)\beta^4\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)+4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

$$M_t=\frac{pa^2}{16}\left[-2\mu(1-\beta^2)^2+(1+3\mu)(1-\rho^2)+(1-\mu)\beta^4\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)+4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right]$$

Круглая плита, загруженная сосредоточенной силой в центре и отрицательной равномерно распределенной нагрузкой

$$W=\frac{Pa^2}{64D\pi}\left[2\,\frac{3+\mu}{1+\mu}(1-\rho^2)+(1-\rho^4)+8\rho^2\ln\rho\right];$$

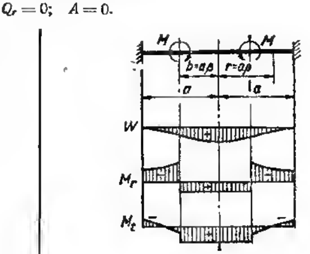
$$M_r=-\frac{P}{16\pi}[(3+\mu)(1-\rho^2)+4(1+\mu)\ln\rho];$$

$$M_t=-\frac{P}{16\pi}[(1+3\mu)(1-\rho^2)+4(1+\mu)\ln\rho-2(1-\mu)];$$

$$Q_r=-\frac{P}{2\pi a}\left(\frac{1}{\rho}-\rho\right)$$

Круглая плита, загруженная моментами, распределенными по длине окружности

$Q_r=0;\quad A=0.$



При $0\leqslant\rho\leqslant\beta$

$$W=\frac{Ma^2}{4D}\cdot\frac{1}{1+\mu}\{2\beta^2[1-(1+\mu)\ln\beta]-[1+\mu+(1-\mu)\beta^2]\rho^2\};$$

$$\varphi=\frac{Ma}{2D}\cdot\frac{1}{1+\mu}\rho[1+\mu+(1-\mu)\beta^2];$$

$$M_r=M_t=\frac{M}{2}[1+\mu+(1-\mu)\beta^2].$$

$$W=-\frac{Ma^2}{4D}[2\beta^2\ln\beta+(1-\beta^2)\rho^2];$$

$$\varphi=\frac{Ma}{2D}(1-\beta^2)\rho;$$

$$M_r=M_t=\frac{M}{2}(1+\mu)(1-\beta^2).$$

Продолжение табл. 14.55

При $\beta \leqslant \rho \leqslant 1$

$$W = \frac{Ma^2}{4D} \cdot \frac{\beta^2}{1+\mu} [(1-\mu)(1-\rho^2) - 2(1+\mu)\ln \rho];$$

$$\varphi = \frac{Ma}{2D} \cdot \frac{\beta^2}{1+\mu} \left[(1-\mu)\rho + (1+\mu)\frac{1}{\rho}\right];$$

$$M_r = \frac{M}{2}(1-\mu)\beta^2\left(1-\frac{1}{\rho^2}\right);$$

$$M_t = \frac{M}{2}(1-\mu)\beta^2\left(1+\frac{1}{\rho^2}\right)$$

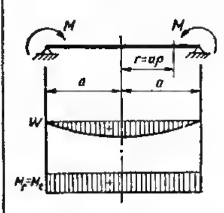
$$W = -\frac{Ma^2}{4D}\beta^2(1-\rho^2+2\ln \rho);$$

$$\varphi = \frac{Ma}{2D}\beta^2\left(\frac{1}{\rho}-\rho\right);$$

$$M_r = -\frac{M\beta^2}{2}\left[1+\mu+(1-\mu)\frac{1}{\rho^2}\right];$$

$$M_t = -\frac{M\beta^2}{2}\left[1+\mu-(1-\mu)\frac{1}{\rho^2}\right]$$

Круглая плита, загруженная моментами на опоре



$Q_r = 0; \quad A = 0;$

$$W = \frac{Ma^2}{2D(1+\mu)}(1-\rho^2);$$

$$\varphi = \frac{Ma}{D(1+\mu)}\rho;$$

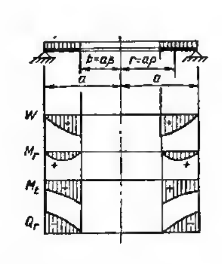
$$M_r = M_t = M$$

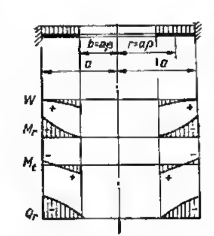
Кольцевая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

$$Q_r = -\frac{pa}{2}\left(\rho - \beta^2\frac{1}{\rho}\right); \quad A = \frac{pa}{2}(1-\beta^2) \text{ (при } \beta < 1); \quad A = \frac{pa}{2}(\beta^2 - 1) \text{ (при } \beta > 1);$$

$$k_3 = \beta^2\left[3+\mu+4(1+\mu)\frac{\beta^2}{1-\beta^2}\ln\beta\right]; \quad k_4 = \beta^2\frac{(1-\mu)\beta^2+(1+\mu)(1+4\beta^2\ln\beta)}{1-\mu+(1+\mu)\beta^2}.$$

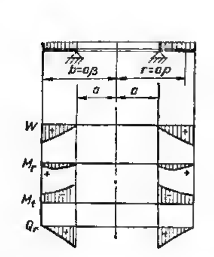
При $\beta < 1$





Продолжение табл. 14.55

При $\beta > 1$



$$W = \frac{pa^4}{64D}\left\{\frac{2}{1+\mu}\left[(3+\mu)(1-2\beta^2) + k_3\right](1-\rho^2) - (1-\rho^4) - \frac{4}{1-\mu}k_3 \ln\rho - 8\beta^2\rho^2 \ln\rho\right\};$$

$$\varphi = \frac{pa^3}{16D}\left[\frac{1}{1+\mu}(3+\mu-4\beta^2+k_3)\rho - \rho^3 + \frac{k_3}{1-\mu}\cdot\frac{1}{\rho} + 4\beta^2\rho\ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[(3+\mu)(1-\rho^2) + k_3\left(1-\frac{1}{\rho^2}\right) + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[2(1-\mu)(1-2\beta^2) + (1+3\mu)\times(1-\rho^2) + k_3\left(1+\frac{1}{\rho^2}\right) + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right]$$

$$W = \frac{pa^4}{64D}\left[-1 + 2(1-k_4-2\beta^2)(1-\rho^2) + \rho^4 - 4k_4\ln\rho - 8\beta^2\rho^2\ln\rho\right];$$

$$\varphi = \frac{pa^3}{16D}\left[(1-k_4)\rho - \rho^3 + k_4\frac{1}{\rho} + 4\beta^2\rho\ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[(1+\mu)(1-k_4) + 4\beta^2 - (3+\mu)\rho^2 - (1-\mu)k_4\frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$$

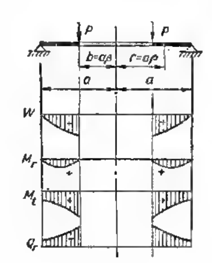
$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[(1+\mu)(1-k_4) + 4\mu\beta^2 - (1+3\mu)\rho^2 + (1-\mu)k_4\frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right]$$

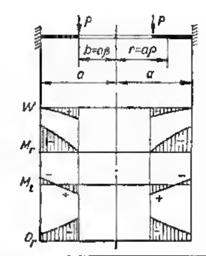
Кольцевая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по окружности $\rho = \beta$

$$Q_r = -P\beta\frac{1}{\rho};\quad A = P\beta\ (\text{при }\beta < 1);\quad A = -P\beta\ (\text{при }\beta > 1);$$

$$k_5 = (1+\mu)\frac{\beta^2}{1-\beta^2}\ln\beta;\qquad k_6 = \beta^2\frac{1+(1+\mu)\ln\beta}{1-\mu+(1+\mu)\beta^2}.$$

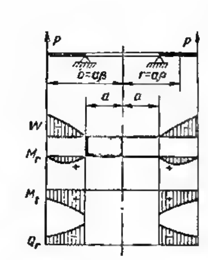
При $\beta < 1$



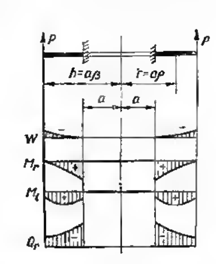


Продолжение табл. 14.55

При $\beta > 1$



$$W=\frac{Pa^2}{8D}\beta\left[\frac{3+\mu-2k_5}{1+\mu}(1-\rho^2)+\right.$$
$$\left.+4\frac{k_5}{1-\mu}\ln\rho+2\rho^2\ln\rho\right];$$
$$\varphi=\frac{Pa^2}{2D}\beta\left[\frac{1-k_5}{1+\mu}\rho-\frac{k_5}{1-\mu}\cdot\frac{1}{\rho}-\rho\ln\rho\right];$$
$$M_r=\frac{Pa}{2}\beta\left[k_5\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)-(1+\mu)\ln\rho\right];$$
$$M_t=\frac{Pa}{2}\beta\left[1-\mu-k_5\left(\frac{1}{\rho^2}+1\right)-\right.$$
$$\left.-(1+\mu)\ln\rho\right]$$

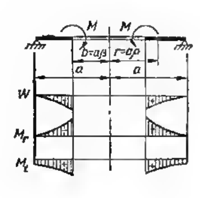


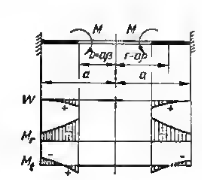
$$W=\frac{Pa^3}{8D}\beta[(1+2k_6)(1-\rho^2)+4k_6\ln\rho+2\rho^2\ln\rho];$$
$$\varphi=\frac{Pa^2}{2D}\beta\left[k_6\left(\rho-\frac{1}{\rho}\right)-\rho\ln\rho\right];$$
$$M_r=\frac{Pa}{2}\beta\left[-1+(1+\mu)k_6+\right.$$
$$\left.+(1-\mu)k_6\frac{1}{\rho^2}-(1+\mu)\ln\rho\right];$$
$$M_t=\frac{Pa}{2}\beta\left[-\mu+(1+\mu)k_6-\right.$$
$$\left.-(1-\mu)k_6\frac{1}{\rho^2}-(1+\mu)\ln\rho\right]$$

Кольцевая плита, загруженная моментами, распределенными по окружности ($\rho=\beta$)

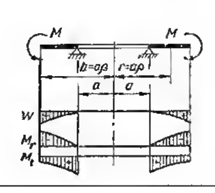
$$Q_r=0;\quad A=0;$$
$$k_7=\frac{\beta^2}{1-\beta^2};\quad k_8=\frac{\beta^2}{1-\mu+(1+\mu)\beta^2}.$$

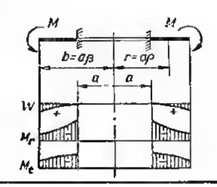
При $\beta < 1$





При $\beta > 1$



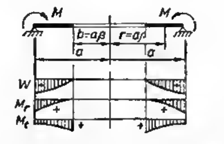


Продолжение табл. 14.55

$W=\frac{Ma^2}{2D}\cdot\frac{k_7}{1+\mu}\left(1-\rho^2-2\frac{1+\mu}{1-\mu}\ln\rho\right);$ $\varphi=\frac{Ma}{D}\cdot\frac{k_7}{1+\mu}\left(\rho+\frac{1+\mu}{1-\mu}\cdot\frac{1}{\rho}\right);$ $M_r=Mk_7\left(1-\frac{1}{\rho^2}\right);$ $M_t=Mk_7\left(1+\frac{1}{\rho^2}\right)$	$W=\frac{Ma^2}{2D}k_8(-1+\rho^2-2\ln\rho);$ $\varphi=\frac{Ma}{D}k_8\left(\frac{1}{\rho}-\rho\right);$ $M_r=-Mk_8\left[1+\mu+(1-\mu)\frac{1}{\rho^2}\right];$ $M_t=-Mk_8\left[1+\mu-(1-\mu)\frac{1}{\rho^2}\right]$

Кольцевая плита, загруженная опорными моментами ($\rho=1$)

$$Q_r=0;\quad A=0;\quad k_9=\frac{1}{1-\beta^2}.$$

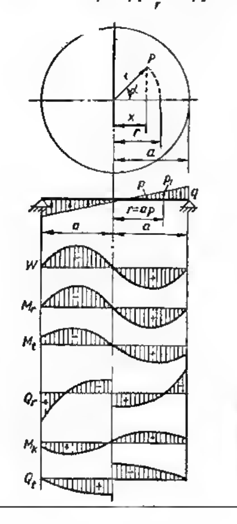


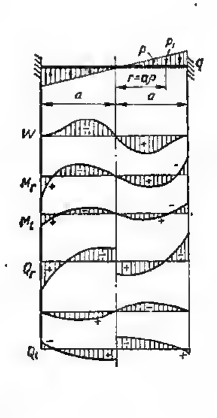
$$W=\frac{Ma^2}{2D}\,\frac{k_9}{1+\mu}\left(1-\rho^2-2\frac{1+\mu}{1-\mu}\beta^2\ln\rho\right);\qquad M_r=M\beta^2k_9\left(\frac{1}{\beta^2}-\frac{1}{\rho^2}\right);$$

$$\varphi=\frac{Ma}{D}\,\frac{k_9}{1+\mu}\left(\rho+\frac{1+\mu}{1-\mu}\beta^2\frac{1}{\rho}\right);\qquad M_t=M\beta^2k_9\left(\frac{1}{\beta^2}+\frac{1}{\rho^2}\right)$$

Круглая плита, загруженная кососимметричной нагрузкой

$$p=p_1\frac{x}{r}=p_1\cos\alpha;\qquad p_1=q\frac{r}{a}=q\rho.$$





Продолжение табл. 14.55

$W=\frac{qa^4}{192D}\cdot\frac{1}{3+\mu}\rho[7+\mu-2(5+\mu)\rho^2+(3+\mu)\rho^4]\cos\alpha;$	$W=\frac{qa^4}{192D}\rho(1-\rho^2)^2\cos\alpha;$
$M_r=\frac{qa^2}{48}(5+\mu)\rho(1-\rho^2)\cos\alpha;$	$M_r=\frac{qa^2}{48}\rho[3+\mu-(5+\mu)\rho^2]\cos\alpha;$
$M_t=\frac{qa^2}{48}\cdot\frac{1}{3+\mu}\rho[(5+\mu)(1+3\mu)-(3+\mu)(1+5\mu)\rho^2]\cos\alpha;$	$M_t=\frac{qa^2}{48}\rho[1+3\mu-(1+5\mu)\rho^2]\cos\alpha;$
$M_k=-\frac{qa^2}{48}\cdot\frac{1-\mu}{3+\mu}\rho[5+\mu-(3+\mu)\rho^2]\sin\alpha;$	$M_k=-\frac{qa^2}{48}(1-\mu)\rho(1-\rho^2)\sin\alpha;$
$Q_r=\frac{qa}{24}\cdot\frac{1}{3+\mu}[2(5+\mu)-9(3+\mu)\rho^2]\cos\alpha;$	$Q_r=\frac{qa}{24}(2-9\rho^2)\cos\alpha;$
$Q_t=-\frac{qa}{24}\cdot\frac{1}{3+\mu}[2(5+\mu)-3(3+\mu)\rho^2]\sin\alpha;$	$Q_t=-\frac{qa}{24}(2-3\rho^2)\sin\alpha;$
$\varphi=-\frac{qa^3}{192D}\cdot\frac{1}{3+\mu}[7+\mu-6(5+\mu)\rho^2+5(3+\mu)\rho^4]\cos\alpha;$	$\varphi=-\frac{qa^3}{192D}(1-6\rho^2+5\rho^4)\cos\alpha;$
$\psi=\frac{qa^3}{192D}\cdot\frac{1}{3+\mu}[7+\mu-2(5+\mu)\rho^2+(3+\mu)\rho^4]\sin\alpha;$	$\psi=\frac{qa^3}{192D}(1-\rho^2)^2\sin\alpha;$
$A=\frac{qa}{4}\cos\alpha$	$A=\frac{7}{24}qa\cos\alpha$

Круглая консольная плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

$$Q_r=-\frac{pa}{2}\rho\ (\text{при}\ \rho\leqslant 1);\quad Q_r=\frac{pa}{2}\left(\frac{\beta^2}{\rho}-\rho\right)\ (\text{при}\ \rho>1);$$

$$k_{10}=2(1-\mu)+(1+3\mu)\beta^2-4(1+\mu)\beta^2\ln\beta;$$

$$k_{11}=2(1-\mu)-(3+\mu)\beta^2-4(1+\mu)\beta^2\ln\beta.$$

p
a a
b=aβ r=aρ

При $\rho\leqslant 1$	При $\rho>1$
$W=\frac{pa^4}{64D}\left[\frac{2k_{10}}{1+\mu}(1-\rho^2)-(1-\rho^4)\right];$	$W=\frac{pa^4}{64D}\left[\frac{2k_{11}}{1+\mu}(1-\rho^2)-(1-\rho^4)-8\beta^2\ln\rho-8\beta^2\rho^2\ln\rho\right];$
$M_r=\frac{pa^2}{16}[k_{10}-(3+\mu)+(3+\mu)(1-\rho^2)];$	$M_r=\frac{pa^2}{16}\left[k_{10}-(3+\mu)+(3+\mu)(1-\rho^2)-2(1-\mu)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)+4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right];$
$M_t=\frac{pa^2}{16}[k_{10}-(1+3\mu)+(1+3\mu)(1-\rho^2)]$	$M_t=\frac{pa^2}{16}\left[k_{10}-(1+3\mu)+(1+3\mu)(1-\rho^2)+2(1-\mu)\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)+4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right]$

Продолжение табл. 14.55

Круглая консольная плита, загруженная нагрузкой, равномерно распределенной по консоли

$$Q_r = 0 \text{ (при } \rho \leqslant 1); \quad Q_r = \frac{pa}{2}\left(\frac{\beta^2}{\rho} - \rho\right) = \Phi_3 pa \text{ (при } \rho > 1) \quad A = \frac{pa}{2}(\beta^2 - 1);$$

$$k_{12} = \frac{1}{\beta^2}\left[(1-\mu) + 4\mu\beta^2 - (1+3\mu)\beta^4 + 4(1+\mu)\beta^4 \ln\beta\right];$$

$$k_{13} = \frac{1}{\beta^2}\left[(1-\mu)(1-2\beta^2) + (3+\mu)\beta^4 + 4(1+\mu)\beta^4 \ln\beta\right].$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = -\frac{pa^4}{32D(1+\mu)} k_{12}(1-\rho^2);$$

$$M_r = -\frac{pa^2}{16} k_{12} = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = -\frac{pa^2}{16} k_{12} = \Phi_2 pa^2.$$

При $\rho > 1$

$$W = -\frac{pa^4}{64D(1+\mu)}\left[2k_{13}(1-\rho^2) + (1+\mu)(1-\rho^4) + 4(1+\mu)(2\beta^2-1)\ln\rho + 8(1+\mu)\beta^2\rho^2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{pa^2}{16}\left[k_{12} - (3+\mu)(1-\rho^2) + (1-\mu)(2\beta^2-1)\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right) - 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right] = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = -\frac{pa^2}{16}\left[k_{12} - (1+3\mu)(1-\rho^2) + (1-\mu)(2\beta^2-1)\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right) - 4(1+\mu)\beta^2\ln\rho\right] = \Phi_2 pa^2.$$

Значения функций Φ_1; Φ_2; Φ_3 см. в табл. 14.63.

Круглая консольная плита, загруженная в центральной части равномерно распределенной нагрузкой

$$Q_r = -\frac{pa}{2}\rho = \Phi_3 pa \text{ (при } \rho \leqslant 1); \quad Q_r = 0 \text{ (при } \rho > 1); \quad A = -\frac{pa}{2};$$

$$k_{14} = \frac{1-\mu}{\beta^2} + 2(1+\mu).$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = \frac{pa^4}{64D}\left[2\frac{k_{14}}{1+\mu}(1-\rho^2) - (1-\rho^4)\right];$$

$$M_r = \frac{pa^2}{16}\left[k_{14} - (3+\mu) + (3+\mu)(1-\rho^2)\right] = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = \frac{pa^2}{16}\left[k_{14} - (1+3\mu) + (1+3\mu)(1-\rho^2)\right] = \Phi_2 pa^2.$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{pa^4}{32D}\left[\frac{1-\mu}{1+\mu}\cdot\frac{1}{\beta^2}(1-\rho^2) - 2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{pa^2}{16}(1-\mu)\left[\frac{\beta^2-1}{\beta^2} + \left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right] = \Phi_1 pa^2;$$

$$M_t = -\frac{pa^2}{16}(1-\mu)\left[-\frac{\beta^2+1}{\beta^2} - \left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right] = \Phi_2 pa^2.$$

Значения функций Φ_1; Φ_2 и Φ_3 см. в табл. 14.64

Продолжение табл. 14.55

Круглая консольная плита, загруженная нагрузкой, распределенной по окружности $\rho = \beta$

$$Q_r = 0 \text{ (при } \rho \leqslant 1); \quad Q_r = P\frac{\beta}{\rho} \text{ (при } \rho > 1); \quad A = P\beta;$$

$$k_{15} = (1-\mu)\left(\beta - \frac{1}{\beta}\right) + 2(1+\mu)\,\beta\ln\beta.$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = -\frac{Pa^3}{8D}\,\frac{k_{15}}{1+\mu}(1-\rho^2);$$

$$M_r = M_t = -\frac{Pa}{4}\,k_{15}$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{Pa^3}{8D}\left[-\left(\frac{k_{15}}{1+\mu} + 2\beta\right)(1-\rho^2) - 2\beta\ln\rho - 2\beta\rho^2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{Pa}{4}\left[k_{15} + (1-\mu)\,\beta\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) - 2(1+\mu)\,\beta\ln\rho\right];$$

$$M_t = -\frac{Pa}{4}\left[k_{15} - (1-\mu)\,\beta\left(\frac{1}{\rho^2} = 1\right) - 2(1+\mu)\,\beta\ln\rho\right]$$

Круглая консольная плита, загруженная сосредоточенной в центре силой

$$Q_r = -\frac{P}{2\pi a\rho} \text{ (при } \rho \leqslant 1); \; Q_r = 0 \text{ (при } \rho > 1); \; A = -\frac{P}{2\pi a};$$

$$k_{16} = 2(1+\mu)\,\beta^2.$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = -\frac{Pa^2}{8\pi D}\left[\left(\frac{1-\mu}{k_{16}} + 1\right)(1-\rho^2) + \rho^2\ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{P}{8\pi\beta^2}\left[(1-\mu)(\beta^2 - 1) + k_{16}\ln\rho\right];$$

$$M_t = -\frac{P}{8\pi\beta^2}\left[-(1-\mu)(\beta^2 + 1) + k_{16}\ln\rho\right]$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{Pa^2}{8\pi D}\left[\frac{1-\mu}{k_{16}}(1-\rho^2) + \ln\rho\right];$$

$$M_r = -\frac{P}{8\pi\beta^2}(1-\mu)\left[(\beta^2 - 1) + \beta^2\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right)\right];$$

$$M_t = -\frac{P}{8\pi\beta^2}(1-\mu)\left[-(\beta^2 + 1) - \beta^2\left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right)\right]$$

Продолжение табл. 14.55

Круглая консольная плита, загруженная моментами на свободном крае консоли

$$Q_r = 0;$$

$$W = \frac{Ma^2}{2D(1+\mu)}(1-\rho^2);$$

$$M_r = M_t = M$$

Круглая консольная плита, загруженная моментами на опоре

$$Q_r = 0;$$

$$k_{17} = \frac{1-\mu}{\beta^2};$$

$$k_{18} = (1+\mu) + k_{17}.$$

При $\rho \leqslant 1$

$$W = \frac{Ma^2}{4D}\frac{k_{18}}{1+\mu}(1-\rho^2);$$

$$M_r = M_t = \frac{M}{2}k_{18}$$

При $\rho > 1$

$$W = \frac{Ma^2}{4D}\left[\frac{k_{17}}{1+\mu}(1-\rho^2) - 2\ln\rho\right];$$

$$M_r = \frac{M}{2}(1-\mu)\left[\left(\frac{1}{\beta^2}-1\right)-\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right];$$

$$M_t = \frac{M}{2}(1-\mu)\left[\left(\frac{1}{\beta^2}+1\right)+\left(\frac{1}{\rho^2}-1\right)\right]$$

Для облегчения пользования формулами приведена табл. 14.56, содержащая значения наиболее часто встречающихся функций ρ:

$$(1-\rho^2);\ (1-\rho^4);\ \left(\frac{1}{\rho^2}-1\right);\ \ln\rho;\ \rho^2\ln\rho.$$

Функции вычислены для значений ρ от 0 до 2,5 с градацией через 0,1.

Таблица 14.56. Вспомогательные величины для расчета круглых и кольцевых плит

ρ	$1-\rho^2$	$1-\rho^4$	$\frac{1}{\rho^2}-1$	$\ln\rho$	$\rho^2\ln\rho$
0,0	1,00	1,0000	∞	$-\infty$	0,0000
0,1	0,99	0,9999	99,0000	—2,3026	—0,0230
0,2	0,96	0,9984	24,0000	—1,6094	—0,0644
0,3	0,91	0,9919	10,1111	—1,2040	—0,1084
0,4	0,84	0,9744	5,2500	—0,9163	—0,1556
0,5	0,75	0,9375	3,0000	—0,6931	—0,1733
0,6	0,64	0,8704	1,7778	—0,5108	—0,1839
0,7	0,51	0,7599	1,0408	—0,3567	—0,1748
0,8	0,36	0,5904	0,5625	—0,2231	—0,1428
0,9	0,19	0,3439	0,2346	—0,1053	—0,0853
1,0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

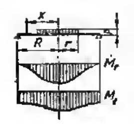
Продолжение табл. 14.56

ρ	$1-\rho^2$	$1-\rho^4$	$\frac{1}{\rho^2}-1$	$\ln \rho$	$\rho^2 \ln \rho$
1,1	—0,21	—0,4641	—0,1736	0,0953	0,1153
1,2	—0,44	—1,0736	—0,3056	0,1823	0,2625
1,3	—0,69	—1,8561	—0,4083	0,2624	0,4434
1,4	—0,96	—2,8416	—0,4898	0,3365	0,6595
1,5	—1,5	—4,0625	—0,5556	0,4055	0,9123
1,6	—1,56	—5,5536	—0,6094	0,4700	1,2032
1,7	—1,89	—7,3521	—0,6540	0,5306	1,5335
1,8	—2,24	—9,4976	—0,6914	0,5878	1,9044
1,9	—2,61	—12,0321	—0,7230	0,6419	2,3171
2,0	—3,00	—15,0000	—0,7500	0,6931	2,7726
2,1	—3,41	—18,4481	—0,7732	0,7419	3,2719
2,2	—3,84	—22,4256	—0,7934	0,7885	3,8161
2,3	—4,29	—26,9841	—0,8110	0,8329	4,4061
2,4	—4,76	—32,1776	—0,8264	0,8755	5,0427
2,5	—5,25	—38,0625	—0,8400	0,9163	5,7268

Данные для расчета круглых, кольцевых и консольных плит приведены в табл. 14.57—14.64 в качестве дополнения к приведенным в табл. 14.55 формулам для расчета круглых и кольцевых плит.

Коэффициент Пуассона μ в табл. 14.57—14.64 принят равным нулю.

Таблица 14.57. **Круглая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой**



M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
$\overline{M}$ — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;
φ — радиальный угол поворота на опоре;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

Моменты и деформации	x/R	r/R: 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_r	0,0	—	0,8250	0,6499	0,5454	0,4691	0,4077	0,3552	0,3085	0,2658	0,2257	0,1875	pr^2
	0,1	0,5756	0,6375	0,6030	0,5245	0,4574	0,4002	0,3500	0,3047	0,2629	0,2234	0,1856	
	0,2	0,4024	0,4174	0,4624	0,4620	0,4222	0,3777	0,3344	0,2932	0,2541	0,2165	0,1800	
	0,3	0,3010	0,3073	0,3263	0,3570	0,3636	0,3402	0,3083	0,2741	0,2394	0,2049	0,1706	
	0,4	0,2291	0,2324	0,2422	0,2586	0,2816	0,2877	0,2719	0,2473	0,2189	0,1887	0,1575	
	0,5	0,1733	0,1752	0,1808	0,1902	0,2033	0,2202	0,2250	0,2129	0,1925	0,1678	0,1406	
	0,6	0,1271	0,1288	0,1321	0,1377	0,1455	0,1555	0,1677	0,1708	0,1603	0,1424	0,1200	
	0,7	0,0892	0,0898	0,0918	0,0050	0,0996	0,1054	0,1126	0,1310	0,1222	0,1123	0,0956	
	0,8	0,0558	0,0561	0,0572	0,0589	0,0614	0,0646	0,0684	0,0730	0,0783	0,0776	0,0075	
	0,9	0,0263	0,0265	0,0269	0,0277	0,0287	0,0300	0,0316	0,0335	0,0357	0,0382	0,0356	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
M_t	0,0	—	0,8250	0,6499	0,5454	0,4691	0,4077	0,3552	0,3085	0,2658	0,2257	0,1875	pr^2
	0,1	0,8256	0,7625	0,6342	0,5384	0,4652	0,4052	0,3535	0,3073	0,2648	0,2249	0,1869	
	0,2	0,6524	0,6361	0,5874	0,5176	0,4534	0,3977	0,3483	0,3034	0,2619	0,2226	0,1850	
	0,3	0,5510	0,5434	0,5207	0,4829	0,4339	0,3852	0,3396	0,2971	0,2570	0,2188	0,1819	
	0,4	0,4791	0,4745	0,4609	0,4383	0,4066	0,3677	0,3274	0,2881	0,2502	0,2134	0,1775	
	0,5	0,4233	0,4202	0,4108	0,3952	0,3733	0,3462	0,3118	0,2767	0,2414	0,2064	0,1719	
	0,6	0,3771	0,3753	0,3683	0,3565	0,3399	0,3187	0,2927	0,2626	0,2306	0,1979	0,1650	
	0,7	0,3392	0,3373	0,3316	0,3221	0,3088	0,2917	0,2707	0,2460	0,2179	0,1879	0,1569	
	0,8	0,3058	0,3042	0,2994	0,2914	0,2802	0,2658	0,2481	0,2273	0,2033	0,1763	0,1475	
	0,9	0,2763	0,2749	0,2708	0,2638	0,2540	0,2414	0,2261	0,2079	0,1870	0,1632	0,1369	
	1,0	0,2500	0,2487	0,2450	0,2387	0,2300	0,2187	0,2050	0,1887	0,1700	0,1487	0,1250	

Продолжение табл. 14.57

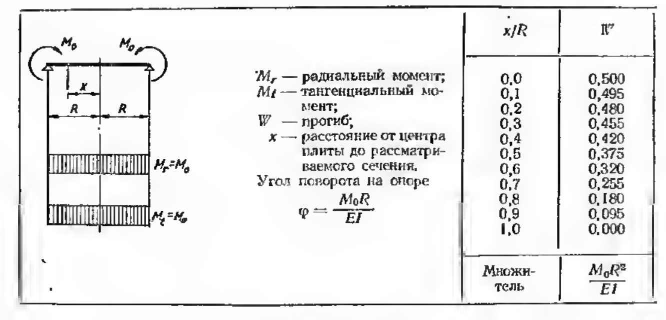
Моменты и деформации	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
W	0,0	0,1875	0,1850	0,1791	0,1709	0,1608	0,1493	0,1366	0,1230	0,1086	0,0936	0,0781	$\frac{pR^2r^2}{EI}$
	0,1	0,1827	0,1810	0,1759	0,1682	0,1585	0,1473	0,1349	0,1214	0,1072	0,0924	0,0772	
	0,2	0,1719	0,1706	0,1667	0,1602	0,1516	0,1413	0,1296	0,1169	0,1033	0,0891	0,0744	
	0,3	0,1571	0,1560	0,1529	0,1477	0,1405	0,1315	0,1210	0,1094	0,0968	0,0836	0,0668	
	0,4	0,1392	0,1383	0,1358	0,1317	0,1258	0,1183	0,1093	0,0991	0,0879	0,0760	0,0635	
	0,5	0,1190	0,1183	0,1163	0,1130	0,1083	0,1023	0,0941	0,0864	0,0769	0,0666	0,0557	
	0,6	0,0970	0,0965	0,0949	0,0923	0,0887	0,0840	0,0783	0,0716	0,0639	0,0554	0,0464	
	0,7	0,0738	0,0734	0,0722	0,0703	0,0677	0,0642	0,0600	0,0550	0,0493	0,0429	0,0359	
	0,8	0,0496	0,0494	0,0486	0,0474	0,0456	0,0433	0,0406	0,0373	0,0335	0,0292	0,0245	
	0,9	0,0250	0,0248	0,0244	0,0238	0,0229	0,0218	0,0204	0,0188	0,0169	0,0148	0,0124	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
$\overline{M}$	0,1	0,2500	0,2487	0,2450	0,2387	0,2300	0,2187	0,2050	0,1887	0,1700	0,1487	0,1250	$-pr^2$
φ	1,0	0	0,0025	0,0098	0,0215	0,0368	0,0547	0,0738	0,0925	0,1088	0,1104	0,1250	$\frac{PR^3}{EI}$

Таблица 14.58. **Круглая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по линии окружности**

M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
$\overline{M}$ — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;
φ — радиальный угол поворота на опоре;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения

Моменты и деформации	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_r	0,0	—	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	Pr
	0,1	1,1513	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,2	0,8047	0,8047	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,3	0,6020	0,6272	0,7030	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,4	0,4581	0,4713	0,5106	0,5763	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,5	0,3466	0,3541	0,3766	0,4141	0,4666	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,6	0,2554	0,2599	0,2732	0,2954	0,3265	0,3665	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,7	0,1783	0,1800	0,1887	0,2018	0,2200	0,2434	0,2720	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,8	0,1116	0,1130	0,1172	0,1242	0,1341	0,1467	0,1622	0,1805	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,9	0,0527	0,0533	0,0550	0,0580	0,0621	0,0673	0,0738	0,0814	0,0908	0,1002	0,0000	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
M_t	0,0	—	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	Pr
	0,1	1,6513	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,2	1,3047	1,2397	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,3	1,1020	1,0717	0,9810	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,4	0,9581	0,9400	0,8856	0,7950	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,5	0,8466	0,8341	0,7966	0,7341	0,6466	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,6	0,7554	0,7480	0,7176	0,6704	0,6043	0,5193	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,7	0,6783	0,6707	0,6479	0,6099	0,5567	0,4883	0,4047	0,3058	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,8	0,6116	0,6052	0,5859	0,5539	0,5091	0,4514	0,3869	0,2977	0,2016	0,1002	0,0000	
	0,9	0,5528	0,5471	0,5303	0,5024	0,4633	0,4130	0,3516	0,2789	0,1951	0,1002	0,0000	
	1,0	0,5000	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950	0,0000	
W	0,0	0,3750	0,3655	0,3439	0,3142	0,2783	0,2379	0,1940	0,1476	0,0993	0,0499	0,0000	$\frac{PR^2r}{EI}$
	0,1	0,3655	0,3585	0,3387	0,3090	0,2750	0,2353	0,1919	0,1460	0,0983	0,0494	0,0000	
	0,2	0,3439	0,3387	0,3230	0,2976	0,2650	0,2272	0,1857	0,1414	0,0953	0,0479	0,0000	
	0,3	0,3142	0,3100	0,2976	0,2768	0,2483	0,2139	0,1753	0,1338	0,0902	0,0454	0,0000	
	0,4	0,2783	0,2750	0,2650	0,2483	0,2249	0,1952	0,1608	0,1231	0,0832	0,0419	0,0000	
	0,5	0,2379	0,2353	0,2272	0,2139	0,1952	0,1712	0,1421	0,1093	0,0741	0,0374	0,0000	
	0,6	0,1940	0,1919	0,1857	0,1753	0,1608	0,1421	0,1192	0,0925	0,0630	0,0319	0,0000	
	0,7	0,1476	0,1460	0,1414	0,1338	0,1231	0,1093	0,0925	0,0726	0,0499	0,0254	0,0000	
	0,8	0,0993	0,0983	0,0953	0,0902	0,0832	0,0741	0,0630	0,0499	0,0348	0,0178	0,0000	
	0,9	0,0499	0,0494	0,0479	0,0454	0,0419	0,0374	0,0319	0,0254	0,0178	0,0093	0,0000	
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
$\overline{M}$	1,0	0,5000	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950	0,0000	$-Pr$
φ	1,0	—	0,0495	0,0960	0,1365	0,1680	0,1875	0,1920	0,1785	0,1440	0,0405	0	$\frac{PR^2}{EI}$

Таблица 14.59. Круглая плита, загруженная моментами на опоре



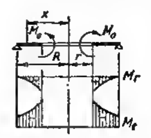
M_r — радиальный момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

Угол поворота на опоре

$$\varphi = \frac{M_0 R}{EI}$$

x/R	W
0,0	0,500
0,1	0,495
0,2	0,480
0,3	0,455
0,4	0,420
0,5	0,375
0,6	0,320
0,7	0,255
0,8	0,180
0,9	0,095
1,0	0,000
Множитель	$\frac{M_0R^2}{EI}$

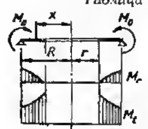
Таблица 14.60. Кольцевая плита, загруженная моментами, распределенными по внутреннему контуру



M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
$\overline{M}$ — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;
φ — радиальный угол поворота на опоре;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

Моменты и деформации	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_r	0,0	—											M_0
	0,1	0,0000	1,0000										
	0,2	0,0000	0,2424	1,0000									
	0,3	0,0000	0,1021	0,4213	1,0000								
	0,4	0,0000	0,0530	0,2187	0,5192	1,0000							
	0,5	0,0000	0,0303	0,1250	0,2967	0,5714	1,0000						
	0,6	0,0000	0,0180	0,0741	0,1758	0,3386	0,5926	1,0000					
	0,7	0,0000	0,0105	0,0434	0,1029	0,1983	0,3468	1,5855	1,0000				
	0,8	0,0000	0,0057	0,0234	0,0556	0,1071	0,1875	0,3164	0,5104	1,0000			
	0,9	0,0000	0,0024	0,0098	0,0232	0,0447	0,0782	0,1319	0,2254	0,4090	1,0000		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0.0000	0,0000	0,0000	0.0000	0.0000	0,0000	0,0000	
M_t	0,0	—											$-M_0$
	0,1	0,0000	1,0202										
	0,2	0,0000	0,2626	1,0833									
	0,3	0,0000	0,1223	0,5046	1,1978								
	0,4	0,0000	0,0732	0,3021	0,7170	1,3810							
	0,5	0,0000	0,0505	0,2083	0,4945	0,9524	1,6667						
	0,6	0,0000	0,0382	0,1574	0,3736	0,7196	1,2593	2,1250					
	0,7	0,0000	0,0307	0,1267	0,3007	0,5792	1,0136	1,7105	2,9216				
	0,8	0,0000	0,0259	0,1068	0,2534	0,4881	0,8542	1,4414	2,4620	4,5564			
	0,9	0,0000	0,0226	0,0931	0,2210	0,4256	0,7449	1,2569	2,1469	3,9724	9,5262		
	1,0	0,0000	0,0202	0,0833	0,1978	0,3610	0,6667	1,1250	1,9216	3,5564	8,5262	0.0000	
W	0,0	—											$\frac{M_0R^2}{EI}$
	0,1	0,0000	0,0283										
	0,2	0.0000	0,0211	0,0871									
	0,3	0,0000	0,0168	0,0691	0,1641								
	0,4	0,0000	0,0135	0,0557	0,1322	0,2545							
	0,5	0,0000	0,0108	0,0445	0,1056	0,2035	0,3560						
	0,6	0,0000	0,0084	0,0346	0,0822	0,1583	0,2769	0,4673					
	0,7	0,0000	0,0062	0,0255	0,0605	0,1165	0,2039	0,3441	0,5877				
	0,8	0,0000	0,0041	0,0188	0,0399	0,0768	0,1344	0,2268	0,3873	0,7167			
	0,9	0,0000	0,0020	0,0083	0,0196	0,0382	0,0668	0,1127	0,1925	0,3562	0,8542		
	1,0	0.0000	0.0000	0,0000	0.0000	0,0000	0,0000	0.0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
φ	0,1	—	0,0202	0,0833	0,1978	0,3810	0,6667	1,1250	1,9216	3,5554	8,5262	—	$\frac{M_0R}{EI}$
$\overline{M}$	0,1	—	0,020	0,076	0,166	0,276	0,400	0,530	0,658	0,780	0,896	1,000	M_0

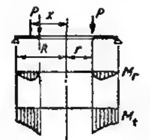
Таблица 14.61. **Кольцевая плита, загруженная моментами на опоре**



M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
φ — радиальный угол поворота на опоре;
x — расстояние от центра плиты, до рассматриваемого сечения.

Моменты и деформации	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_r	0,0	1,0000											M_0
	0,1	1,0000	0,0000										
	0,2	1,0000	0,7576	0,0000									
	0,3	1,0000	0,8979	0,5787	0,0000								
	0,4	1,0000	0,9470	0,7812	0,4806	0,0000							
	0,5	1,0000	0,9697	0,8750	0,7033	0,4286	0,0000						
	0,6	1,0000	0,9820	0,9259	0,8242	0,6614	0,4074	0,0000					
	0,7	1,0000	0,9895	0,9566	0,8971	0,8017	0,6531	0,4145	0,0000				
	0,8	1,0000	0,9943	0,9766	0,9444	0,8929	0,8125	0,6836	0,4596	0,0000			
	0,9	1,0000	0,9976	0,9902	0,9768	0,9553	0,9218	0,8681	0,7746	0,5830	0,0000		
	1,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	
M_t	0,0												M_0
	0,1	1,0000	2,0202										
	0,2	1,0000	1,2626	2,0833									
	0,3	1,0000	1,1223	1,5046	2,1978								
	0,4	1,0000	1,0732	1,3021	1,7170	2,3810							
	0,5	1,0000	1,0505	1,2083	1,4945	1,9524	2,6667						
	0,6	1,0000	1,0382	1,1574	1,3736	1,7196	2,2593	3,1250					
	0,7	1,0000	1,0307	1,1267	1,3007	1,5792	2,0136	2,7104	3,9216				
	0,8	1,0000	1,0259	1,1068	1,2634	1,4881	1,8542	2,4414	3,4620	5,5550			
	0,9	1,0000	1,0226	1,0931	1,2210	1,4256	1,7448	2,2569	3,1469	4,9726	10,5264		
	1,0	1,0000	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5264	∞	
W	0,0	0,5000											$\frac{M_0R^2}{EI}$
	0,1	0,4950	0,5203										
	0,2	0,4800	0,4910	0,5566									
	0,3	0,4550	0,4718	0,5241	0,6191								
	0,4	0,4200	0,4335	0,4757	0,5522	0,6746							
	0,5	0,3750	0,3858	0,4195	0,4806	0,5784	0,7310						
	0,6	0,3200	0,3284	0,3546	0,4022	0,4762	0,5969	0,7833					
	0,7	0,2550	0,2612	0,2805	0,3155	0,3715	0,4589	0,5960	0,8427				
	0,8	0,1800	0,1841	0,1968	0,2199	0,2568	0,3144	0,4047	0,5673	0,8967			
	0,9	0,0950	0,0970	0,1033	0,1148	0,1332	0,1618	0,2066	0,2875	0,4512	0,9492		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
φ	1,0	1,0000	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5261	—	$\frac{M_0R}{EI}$

Таблица 14.62. **Кольцевая плита, загруженная нагрузкой, распределенной по внутреннему контуру**



M_r — радиальный изгибающий момент;
M_t — тангенциальный момент;
W — прогиб;
$\overline{M}$ — опорный момент в случае защемления плиты на опоре;
φ — радиальный угол поворота на опоре;
x — расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения.

Моменты и деформации	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_r	0,0	—											Pr
	0,1	1,1513	0,0000										
	0,2	0,6047	0,5256	0,0000									
	0,3	0,6020	0,4844	0,2630	0,0000								
	0,4	0,4581	0,3971	0,2821	0,1456	0,0000							
	0,5	0,3466	0,3117	0,2460	0,1680	0,0848	0,0000						
	0,6	0,2554	0,2347	0,1958	0,1496	0,1003	0,0500	0,0000					
	0,7	0,1783	0,1662	0,1434	0,1164	0,0875	0,0581	0,2888	0,0000				
	0,8	0,1116	0,1050	0,0927	0,0781	0,0625	0,0466	0,0308	0,0152	0,0000			
	0,9	0,0527	0,0500	0,0448	0,0387	0,0322	0,0256	0,0190	0,0125	0,0061	0,0000		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	

Продолжение табл. 14.62.

Моменты и деформации	x/R	r/R 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Множитель
M_t	0,0	—											Pr
	0,1	1,6513	2,8259										
	0,2	1,3047	1,6071	2,1765									
	0,3	1,1020	1,2428	1,5081	1,8230								
	0,4	0,9581	1,0425	1,2012	1,3898	1,5908							
	0,5	0,8466	0,9047	1,0142	1,1442	1,2829	1,4242						
	0,6	0,7554	0,7993	0,8821	0,9803	1,0851	1,1918	1,2982					
	0,7	0,6783	0,7137	0,7803	0,8594	0,9437	1,0296	1,1152	1,1993				
	0,8	0,6116	0,6414	0,6975	0,7641	0,8352	0,9076	0,9797	1,0506	1,1199			
	0,9	0,5228	0,5787	0,6276	0,6857	0,7477	0,8108	0,8737	0,9355	0,9959	1,0546		
	1,0	0,5000	0,5233	0,5671	0,6191	0,6745	0,7310	0,7873	0,8427	0,8967	0,9492	1,0000	
w	0,0	0,3750											$\frac{PR^2r}{EI}$
	0,1	0,3655	0,3980										
	0,2	0,3439	0,3682	0,4140									
	0,3	0,3142	0,3334	0,3698	0,4129								
	0,4	0,2783	0,2939	0,3231	0,3579	0,3950							
	0,5	0,2379	0,2503	0,2737	0,3015	0,3311	0,3613						
	0,6	0,1940	0,2037	0,2219	0,2435	0,2665	0,2900	0,3134					
	0,7	0,1476	0,1547	0,1681	0,1840	0,2009	0,2183	0,2354	0,2524				
	0,8	0,0993	0,1040	0,1128	0,1233	0,1346	0,1459	0,1572	0,1684	0,1793			
	0,9	0,0499	0,0522	0,0556	0,0618	0,0674	0,0731	0,0787	0,0842	0,0897	0,0949		
	1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
φ	1,0	0,5000	0,5233	0,5671	0,6191	0,6745	0,7310	0,7873	0,8427	0,8967	0,9492	1,0000	$\frac{PRr}{EI}$
$\overline{M}$	1,0	0,500	0,513	0,523	0,517	0,458	0,440	0,370	0,283	0,197	0,098	0	$-Pr$

Наличие в табл. 14.57—14.62 значений угла поворота плиты на свободной опоре позволяет использовать данные таблиц для расчета плит, упруго защемленных в примыкающие конструкции (кольцевая балка, оболочки вращения и т. п.).

Пример. Требуется определить изгибающие моменты в круглой плите, монолитно связанной с кольцевой балкой (рис. 14.11, *а*).

Решаем задачу методом сил. В качестве лишнего неизвестного примем радиальный изгибающий момент на контуре плиты (рис. 14.11, *б*).

Каноническое уравнение метода сил для рассматриваемого случая имеет вид:

$$X_1\delta_{11} + \delta_{1P} = 0,$$

где $X_1 = M$ — искомый радиальный изгибающий момент на контуре плиты;

δ_{11} — взаимный угол поворота опорного сечения плиты и кольцевой балки в основной системе от единичного значения момента M;

δ_{1P} — угол поворота опорного сечения плиты в основной системе от внешней нагрузки.

Взаимный угол поворота опорного сечения плиты и кольцевой балки

$$\delta_{11} = \varphi_{\text{плиты}} + \varphi_{\text{кольца}};$$

$$E\varphi_{\text{плиты}} = \frac{MR}{I_{\text{плиты}}} = \frac{1 \cdot 2{,}0}{0{,}06^3} \cdot 12 =$$

$$= 11{,}1 \cdot 10^4 \frac{1}{м^2} \text{ (см. табл. 14.59);}$$

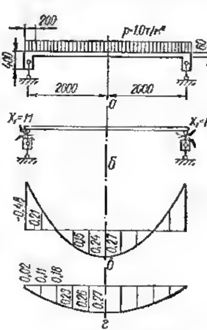


Рис. 14.11. Круглая плита, монолитно связанная с кольцевой балкой:

а — расчетная схема; *б* — основная система; *в* — эпюра радиальных изгибающих моментов; *г* — эпюра тангенциальных изгибающих моментов.

$$E\varphi_{\text{кольца}} = \frac{MR^2}{I_{\text{кольца}}} = \frac{1 \cdot 2{,}0^2}{0{,}2 \cdot 0{,}4^3} \cdot 12 = 0{,}37 \cdot 10^4 \frac{1}{м^2} \text{ (см. главу 20);}$$

$$E\delta_{11} = 11{,}1 \cdot 10^4 + 0{,}37 \cdot 10^4 = 11{,}47 \cdot 10^4 \frac{1}{м^2}.$$

Таблица 14.63. Круглая консольная плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой на консоли

$M_r = \Phi_1 pa^2;$
$M_t = \Phi_2 pa^2;$
$Q_r = \Phi_3 pa.$

β	Сечения											
	1		2		3			4			5	
	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2	Φ_3 справа	Φ_1	Φ_2	Φ_3	Φ_1	Φ_2
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,1	—0,0049	—0,0049	—0,0049	—0,0049	—0,0049	—0,0049	0,105	—0,0016	—0,0042	0,05	0,00	—0,0037
1,2	—0,0194	—0,0194	—0,0194	—0,0194	—0,0194	—0,0194	0,220	—0,0040	—0,0160	0,105	0,00	—0,0136
1,3	—0,0432	—0,0432	—0,0432	—0,0432	—0,0432	—0,0432	0,345	—0,0084	—0,0353	0,160	0,00	—0,0294
1,4	—0,0769	—0,0769	—0,0769	—0,0769	—0,0769	—0,0769	0,480	—0,0141	—0,0600	0,215	0,00	—0,0495
1,5	—0,120	—0,120	—0,120	—0,120	—0,120	—0,120	0,625	—0,0198	—0,0925	0,275	0,00	—0,072
1,6	—0,173	—0,173	—0,173	—0,173	—0,173	—0,173	0,780	—0,0268	—0,129	0,335	0,00	—0,0988
1,7	—0,236	—0,236	—0,236	—0,236	—0,236	—0,236	0,945	—0,0336	—0,173	0,395	0,00	—0,128
1,8	—0,310	—0,310	—0,310	—0,310	—0,310	—0,310	1,120	—0,0416	—0,221	0,460	0,00	—0,161
1,9	—0,393	—0,393	—0,393	—0,393	—0,393	—0,393	1,305	—0,0443	—0,269	0,520	0,00	—0,197
2,0	—0,487	—0,487	—0,487	—0,487	—0,487	—0,487	1,500	—0,0593	—0,335	0,580	0,00	—0,234
2,1	—0,592	—0,592	—0,592	—0,592	—0,592	—0,592	1,705	—0,0788	—0,410	0,645	0,00	—0,274
2,2	—0,711	—0,711	—0,711	—0,711	—0,711	—0,711	1,920	—0,0810	—0,472	0,710	0,00	—0,317

Примечание. В сечениях 1, 2 и 3 слева поперечная сила равна нулю.

Таблица 14.64. **Круглая консольная плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой в центре плиты**

$M_r = \Phi_1 pa^2$;
$M_t = \Phi_2 pa^2$;
$Q_r = \Phi_3 pa$.

β	Сечения											
	1		2			3			4		5	
	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2	Φ_3	Φ_1	Φ_2	Φ_3 слева	Φ_1	Φ_2	Φ_1	Φ_2
1,0	0,198	0,198	0,148	0,175	—0,25	0,00	0,104	—0,50	0,00	0,104	0,00	0,104
1,1	0,189	0,189	0,140	0,166	—0,25	—0,0090	0,0953	—0,50	—0,0042	0,0902	0,00	0,0860
1,2	0,182	0,182	0,132	0,159	—0,25	—0,0157	0,0883	—0,50	—0,0068	0,0790	0,00	0,0724
1,3	0,176	0,176	0,127	0,153	—0,25	—0,0217	0,0823	—0,50	—0,0085	0,0699	0,00	0,0614
1,4	0,172	0,172	0,123	0,149	—0,25	—0,0255	0,0783	—0,50	—0,0098	0,0631	0,00	0,0532
1,5	0,169	0,169	0,120	0,146	—0,25	—0,0287	0,0753	—0,50	—0,0102	0,0664	0,00	0,0453
1,6	0,166	0,166	0,117	0,143	—0,25	—0,0317	0,0723	—0,50	—0,0104	0,0510	0,00	0,0406
1,7	0,164	0,164	0,115	0,141	—0,25	—0,0338	0,0703	—0,50	—0,0106	0,0466	0,00	0,0361
1,8	0,162	0,162	0,113	0,139	—0,25	—0,0358	0,0683	—0,50	—0,0105	0,0427	0,00	0,0322
1,9	0,150	0,160	0,111	0,137	—0,25	—0,0377	0,0663	—0,50	—0,0103	0,0391	0,00	0,0288
2,0	0,159	0,159	0,109	0,136	—0,25	—0,0389	0,0653	—0,50	—0,0101	0,0361	0,00	0,0260
2,1	0,157	0,157	0,106	0,134	—0,25	—0,0407	0,0633	—0,50	—0,0096	0,0330	0,00	0,0234
2,2	0,156	0,155	0,107	0,133	—0,25	—0,0410	0,0630	—0,50	—0,0095	0,0309	0,00	0,0214

Примечание. В сечениях 3 справа, 4 и 5 поперечная сила равна нулю.

Угол поворота опорного сечения плиты от внешней нагрузки (табл. 14.57)

$$E\delta_{1p} = 0{,}1250\,\frac{pR^3}{I_{\text{плиты}}} = 0{,}1250 \cdot \frac{1{,}0 \cdot 2{,}0^3 \cdot 12}{0{,}06^3} = 5{,}56 \cdot 10^4\,\frac{m}{м^3}.$$

Искомый радиальный момент на контуре плиты

$$M = -\frac{E\delta_{1p}}{E\delta_{11}} = -\frac{5{,}56 \cdot 10^4}{11{,}47 \cdot 10^4} = -0{,}48\ m.м/м.$$

Значения радиальных и тангенциальных изгибающих моментов в промежуточных сечениях плиты определяются суммированием результатов, получаемых с помощью табл. 14.57 и 14.59. Например, радиальный изгибающий момент в центре плиты

$$M_0 = 0{,}1875pR^2 + M = 0{,}1875 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}0^2 - 0{,}48 = 0{,}27\ m \cdot м/м.$$

Эпюры изгибающих радиальных и тангенциальных моментов приведены на рис. 14.11, *в* и *г*.

Плиты различной конфигурации

Расчет по упругой стадии эллиптических, овальных, секторных и многоугольных плит может быть произведен по табл. 14.65—14.68.

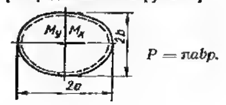
Усилия в эллиптических и секторных плитах (за исключением полукруглой, заделанной по контуру) вычислены при коэффициенте Пуассона $\mu = 0{,}3$.

Для эллиптической и секторной плит приведены результаты решений Б. Г. Галеркина.

Для овальной, пятиугольной и шестиугольной плит приведены решения, полученные С. Г. Овакимян.

Для полукруглой, заделанной по контуру, плиты приведены данные, полученные О. М. Сапонджян.

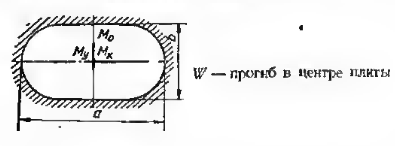
Таблица 14.65. Свободно опертая эллиптическая плита, загруженная равномерно распределенной нагрузкой p



$P = \pi abp.$

Изгибающие моменты	a/b							Множитель
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0	
M_x	0,0656	0,0623	0,0581	0,0547	0,0507	0,0472	0,0335	P
M_y	0,0656	0,0681	0,0693	0,0691	0,0689	0,0582	0,0603	P

Таблица 14.66. Овальная плита, защемленная по контуру, загруженная равномерно распределенной нагрузкой p



W — прогиб в центре плиты

a/b	M_x	M_y	M_0	W
4/3	$0{,}01132(1+\mu) - 0{,}00670(1-\mu)$	$0{,}01132(1+\mu) + 0{,}00670(1-\mu)$	−0,03385	0,00053

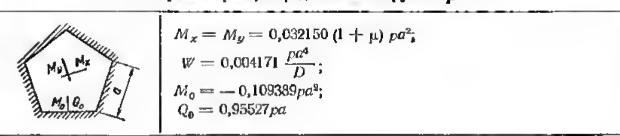
Продолжение табл. 14.66

a/b	M_x	M_y	M_0	W
3/2	$0{,}00956\,(1+\mu) - 0{,}00426\,(1-\mu)$	$0{,}00956\,(1+\mu) + 0{,}00426\,(1-\mu)$	$-0{,}03162$	$0{,}00040$
2	$0{,}00550\,(1+\mu) - 0{,}00346\,(1-\mu)$	$0{,}00550\,(1+\mu) + 0{,}00346\,(1-\mu)$	$-0{,}02098$	$0{,}00016$
Множитель	pa^2	pa^2	pa^2	$\frac{pa^4}{D}$

Таблица 14.67. **Секторные плиты, загруженные равномерно распределенной нагрузкой p**

$M_1 = -0{,}0731pR^2$; $Q_1 = -0{,}491pR$; $M_2 = -0{,}0584pR^2$; $Q_2 = -0{,}412pR$; $W_3 = 0{,}00202\,\frac{pR^4}{D}$	$M_x = 0{,}0515pR^2 = 0{,}0328P$; $M_y = 0{,}0868pR^2 = 0{,}0522P$; $P = \frac{\pi R^2}{2}\,p$
$M_x = 0{,}0353pR^2 = 0{,}0450P$; $M_y = 0{,}0381pR^2 = 0{,}0486P$; $P = \frac{\pi R^2}{4}\,p$	$M_x = 0{,}1430pR^2 = 0{,}1884P$; $M_y = 0{,}1260pR^2 = 0{,}1608P$; $P = \frac{\pi R^2}{4}\,p$
$M_x = 0{,}0255pR^2 = 0{,}0487P$; $M_y = 0{,}0243pR^2 = 0{,}0464P$; $P = \frac{\pi R^2}{6}\,p$	$M_x = 0{,}0183pR^2 = 0{,}0466P$; $M_y = 0{,}0161pR^2 = 0{,}0411P$; $P = \frac{\pi R^2}{8}\,p$

Таблица 14.68. **Многоугольные плиты, защемленные по контуру и загруженные равномерно распределенной нагрузкой p**



$M_x = M_y = 0{,}032150\,(1+\mu)\,pa^2$;

$W = 0{,}004171\,\frac{pa^4}{D}$;

$M_0 = -0{,}109389pa^2$;

$Q_0 = 0{,}95527pa$

Продолжение табл. 14.68

	$M_x = M_y = 0{,}049835\,(1+\mu)\,pa^2$; $W = 0{,}009979\,\frac{pa^4}{D}$; $M_0 = -0{,}153484pa^2$; $Q_0 = 1{,}337428pa$

Плиты, опертые по контуру (расчет по методу предельного равновесия)

Ниже приведены таблицы для расчета плит, опертых по контуру, по методу предельного равновесия. Рассмотрены плиты в виде равностороннего треугольника, прямоугольные, трапецоидальные, круглые и кольцевые с шарнирным опиранием по контуру.

Углы плит приняты свободными от закреплений, т. е. при действии на плиту внешней нагрузки они могут приподниматься. Все плиты равноармированные, т. е. законструированы таким образом, чтобы предельные моменты на единицу длины были одинаковы для любого сечения.

В табл. 14.69 приведены значения предельных изгибающих моментов в плитах различной конфигурации, загруженных равномерно распределенной нагрузкой. Значения коэффициентов приведены в табл. 14.70.

Таблица 14.69. **Предельные изгибающие моменты в плитах, загруженных равномерно распределенной нагрузкой q**

Схема плиты	Предельные изгибающие моменты на единицу длины
(треугольник, 60°, 60°, a)	$M = 1{,}19\,\frac{qa^2}{72}$
(прямоугольник, a, a, b, b)	$M = \varepsilon_1\,\frac{qb^2}{6}$

a/b	1,00	1,20	1,40	1,50	1,60	1,80	2,00
ε_1	1,09	1,29	1,46	1,54	1,61	1,73	1,83

Схема плиты	Предельные изгибающие моменты на единицу длины
(трапеция, a_1, a_1, a, a, $2b$)	$M = \varepsilon_2\,\frac{qb^2}{6}$ Значения коэффициентов ε_2 приведены в табл. 14.70
(круг, $2a$)	$M = \frac{qa^2}{6}$

Продолжение табл. 14.69

Схема плиты	Предельные изгибающие моменты на единицу длины
	$$M = \frac{q(a - r_0)(a + 2r_0)}{6}$$

Таблица 14.70. Значения коэффициентов ε_2

$\frac{b}{a}$	a_1/a			
	0,7	0,5	0,3	0,2
0,4	1,84	1,53	1,40	1,28
0,7	1,28	1,08	0,96	0,84
0,9	1,00	0,88	0,72	0,64

Пример. Определить изгибающие моменты в прямоугольной железобетонной плите, свободно опертой по контуру. Размер плиты — 3×2 *м*; расчетная равномерно распределенная нагрузка $q = 0{,}8$ *т/м*².

По табл. 14.69 для прямоугольной плиты с соотношением сторон $\frac{a}{b} = 1{,}5$ находим

$$M = \varepsilon_1 \frac{qb^2}{6} = 1{,}54 \cdot \frac{0{,}8 \cdot 1{,}0^2}{6} = 0{,}21\ т.м/м.$$

По найденной величине предельного изгибающего момента определяем сечение продольной арматуры плиты в обоих направлениях.

ЛИТЕРАТУРА

ПО РАСЧЕТУ ПЛИТ, ОПЕРТЫХ ПО КОНТУРУ

Варвак П. М. Развитие и приложение метода сеток к расчету пластинок. Ч. I и II. Киев, Изд-во АН УССР, 1949 и 1952.

Варвак П. М., Губерман И. О., Мирошниченко М. М., Предтеченский Н. Д. Таблицы для расчета прямоугольных плит. Киев, Изд-во АН УССР, 1959.

Вайнберг Д. В., Вайнберг Е. Д. Пластины, диски, балки-стенки. Киев, Госстройиздат УССР, 1959.

Галеркин Б. Г. Упругие тонкие плиты. М., Госстройиздат, 1933.

Галеркин Б. Г. Собрание сочинений. Т. I и II. М., Изд-во АН СССР, 1952, 1953.

Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М., Стройиздат 1949.

Гвоздев А. А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации. Труды конференции по пластическим деформациям. М., Изд-во АН СССР, 1938.

Гвоздев А. А. Метод предельного равновесия в приложении к расчету железобетонных конструкций. Инженерный сборник. Т. V. Вып. 2. М., Госстройиздат, 1949.

Дубинский А. М. Расчет несущей способности железобетонных плит. Киев., Госстройиздат УССР, 1961.

Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. НИИЖБ. М., Госстройиздат, 1961.

Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и безбалочных перекрытий. ЦНИПС. М., ОНТИ, 1938.

Калманок А. С. Некоторые задачи расчета плит со свободными краями. «Конструкции и материалы в городском строительстве». Государственное издательство архитектуры и градостроительства, 1950.

Калманок А. С. Строительная механика пластинок. М., Машстройиздат, 1950.

Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Госстройиздат, 1964.

Лезер Б. Практические методы расчета железобетонных сооружений. М., Машстройиздат, 1948.

Литвиненко В. И. Железобетонные бункеры и силосы, М.— Л., Госстройиздат. 1953.

Маркус Г. Упрощенный расчет плит. М., Госстройиздат, 1934.

Маркус Г. Теория упругой сетки и ее применение к расчету плит и безбалочных перекрытий. М., ОНТИ НКТП, 1936.

Машиностроение. Энциклопедический справочник. Т. 1, кн. 12. М., Машстройиздат, 1948.

Овакимян С. Г. Изгиб правильных многоугольных и овалообразных, защемленных по всему контуру, тонких плит методом конформного отображения. Сб. трудов Ереванского политехнического ин-та, № 4. Ереван, Арм. ГИЗ, 1950.

Плиты опертые по контуру. Материалы для расчета. Серия Е-404, 1948. Промстройпроект.

Ржаницын А. Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. М., Госстройиздат, 1954.

Сапонджян О. М. Изгиб полукруглой плиты. Сб. трудов Ереванского политехнического ин-та. Ереван, Арм. ГИЗ, 1950.

Смотров А. Ф. Решение плит нагруженных сплошной нагрузкой по закону трапеции М., ОНТИ, 1936.

Справочник по гидротехнике. М., Госстройиздат, 1955.

Таблицы для расчета треугольных плит. Серия 158. Минтяжстрой, Главстройпроект, КТИС, 1948.

Beton-Kalender, Taschenbuch für den Beton- und Stahlbetonbau. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, 1944.

Beyer Kurt. Die Statik im Eisen-betonbau. Auflage 2. Band 2. Berlin, Verlag von Julius Springer.

БАЛКИ КЕССОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Данные для расчета (в упругой стадии) балок квадратных кессонных перекрытий, свободно опертых по четырем сторонам, содержатся в табл. 14.71.

Расчет плит кессонных перекрытий может производиться по таблицам, помещенным в главе «Плиты, опертые по контуру».

Таблица 14.71. **Расчет балок кессонных перекрытий (p — нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия)**

Схема перекрытия	Название балки	Величина погонной нагрузки на балку	Максимальный изгибающий момент *
	AA *BB*	$0{,}562pl$ $0{,}415pl$	$0{,}0703plL^2$ $0{,}0520plL^2$
	AA *BB*	$0{,}550pl$ $0{,}316pl$	$0{,}0686plL^2$ $0{,}0395plL^2$
	AA *BB* *CC*	$0{,}635pl$ $0{,}523pl$ $0{,}293pl$	$0{,}0794plL^2$ $0{,}0654plL^2$ $0{,}0366plL^2$
	AA *BB*	$0{,}305pl$ $0{,}596pl$	$0{,}0382plL^2$ $0{,}0746plL^2$
	AA *BB* *CC*	$0{,}340pl$ $0{,}302pl$ $0{,}583pl$	$0{,}0425plL^2$ $0{,}0378plL^2$ $0{,}0729plL^2$

Продолжение табл. 14.71

Схема перекрытия	Название балки	Величина погонной нагрузки на балку	Максимальный изгибающий момент
D C B A / D C B A	AA BB CC DD	$0{,}311pl$ $0{,}341pl$ $0{,}308pl$ $0{,}570pl$	$0{,}0389plL^2$ $0{,}427plL^2$ $0{,}0385plL^2$ $0{,}0713plL^2$

Пример. Определить максимальные изгибающие моменты и поперечные силы в балках кессонного перекрытия, изображенного на рис. 14.12. Расчетная нагрузка $P = 1{,}0$ *т/м²*.

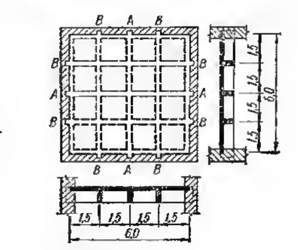


Рис. 14.12. Схема кессонного перекрытия.

Балки рассматриваемого перекрытия могут быть рассчитаны по первой схеме табл. 14.71
Погонная нагрузка
на балку *AA*:

$$q_1 = 0{,}562pl = 0{,}562 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}5 = 0{,}84\ т/м;$$

на балку *BB*:

$$q_2 = 0{,}415pl = 0{,}415 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}5 = 0{,}62\ т/м.$$

Максимальные изгибающие моменты:

$$M_1 = 0{,}0703plL^2 = 0{,}0703 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 6{,}0^2 = 3{,}80\ т.м;$$

$$M_2 = 0{,}0520plL^2 = 0{,}0520 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 6{,}0^2 = 2{,}81\ т.м.$$

Максимальные поперечные силы:

$$Q_1 = 0{,}5q_1L = 0{,}5 \cdot 0{,}84 \cdot 6{,}0 = 2{,}52\ т;$$

$$Q_2 = 0{,}5q_2L = 0{,}5 \cdot 0{,}62 \cdot 6{,}0 = 1{,}86\ т.$$

ЛИТЕРАТУРА
К РАСЧЕТУ КЕССОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Жодзишский И. Л. Расчет балочных ростверков методом последовательных приближений. НИИС. Сб. трудов. Вып. 3. М., Машстройиздат, 1950.

Залигер Р. Железобетон, его расчет и проектирование. М., Госиздат, 1928.

Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и балочных перекрытий. М., ОНТИ 1938.

Линович Л. Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев, «Будiвельник», 1972.

Сахновский К. В. Железобетонные конструкции. М., Госстройиздат, 1939.

Системы перекрестных балок, методика расчета и таблицы. Серия 11—30. Гипротис, 1964.

Beyer Kurt. Die Statik im Eisenbetonbau. Band II. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1934.

См. также литературу по плитам, опертым по контуру.

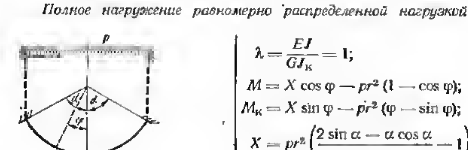
БАЛКИ С КРИВОЛИНЕЙНОЙ И ЛОМАНОЙ В ПЛАНЕ ОСЬЮ

Ниже приводятся формулы и таблицы для расчета балок с криволинейной и ломаной в плане осью, нагруженных перпендикулярно к их плоскости. Все данные относятся к расчету балок в упругой стадии.

Табличные данные для расчета балок с криволинейной и ломаной в плане осью, нагруженных перпендикулярно к их плоскости сосредоточенными силами и равномерно распределенной на участке и сплошной нагрузкой, содержатся в табл. 14.72—14.73.

Таблица 14.72. **Балка, защемленная на опорах с изогнутой в плане осью**

Полное нагружение равномерно распределенной нагрузкой



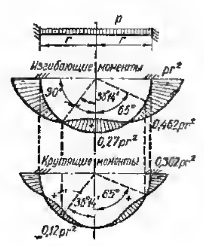
$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$$

$$M = X\cos\varphi - pr^2(1 - \cos\varphi);$$

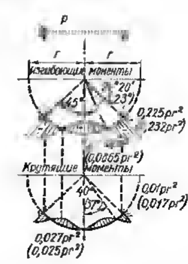
$$M_к = X\sin\varphi - pr^2(\varphi - \sin\varphi);$$

$$X = pr^2\left(\frac{2\sin\alpha - \alpha\cos\alpha}{\alpha} - 1\right).$$

Эпюры M и $M_к$ для некоторых частных случаев



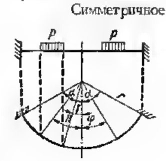
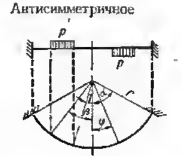
При любом $\frac{h}{b}$



Все величины даны при $\frac{h}{b} = 0,5$.

Значения в скобках при $\frac{h}{b} = 2,0$

Частичное нагружение равномерно распределенной нагрузкой

Симметричное	Антисимметричное
	

При $0 < \varphi < \gamma$

$M = X\cos\varphi;$	$M = -Y\sin\varphi - Zr\sin\varphi;$
$M_к = X\sin\varphi.$	$M_к = (Y + Zr)\cos\varphi - Zr.$

Продолжение табл. 14.72

При $\gamma < \varphi < \beta$

$M = X\cos\varphi - pr^2[1 - \cos(\varphi - \gamma)]$;

$M_к = X\sin\varphi - pr^2[(\varphi - \gamma) - \sin(\varphi - \gamma)]$.

$M = -\sin\varphi\,(Y + Zr) + pr^2[1 - \cos(\varphi - \gamma)]$;

$M_к = \cos\varphi\,(Y + Zr) - Zr + pr^2[(\varphi - \gamma) - \sin(\varphi - \gamma)]$.

При $\beta < \varphi < \alpha$

$M = X\cos\varphi - pr^2\,2\sin\frac{\beta+\gamma}{2}\sin\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right)$;

$M_к = X\sin\varphi - pr^2\left[(\beta - \gamma) - 2\sin\frac{\beta'-\gamma}{2}\cos\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right)\right]$;

$X = \frac{pr^2}{\Delta_1}[\lambda(k_1 + k_2 - k_3) + k_1 - k_2] = k_x pr^2$;

$k_1 = 2[2(\sin\beta - \sin\gamma) + (\alpha - \beta)\cos\beta - (\alpha - \gamma)\cos\gamma]$;

$k_2 = 2\cos\alpha\,[\sin(\alpha - \gamma) - \sin(\alpha - \beta)]$;

$k_3 = 4(\beta - \gamma)\cos\alpha$.

$\Delta_1 = 2\alpha(\lambda + 1) - (\lambda - 1)\sin 2\alpha$;

$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к}$

$M = -\sin\varphi\,(Y + Zr) + pr^2\,2\sin\frac{\beta-\gamma}{2}\sin\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right)$;

$M_к = \cos\varphi\,(Y + Zr) - Zr + pr^2\left[(\beta - \gamma) - 2\sin\frac{\beta-\gamma}{2}\cos\left(\varphi - \frac{\beta+\gamma}{2}\right)\right]$.

$Y = \frac{pr^2}{\Delta_2}\{[k_{10}(k_4 + k_6 - k_8) + k_7k_8 - 4k_8\sin\alpha]\lambda + k_{10}(k_4 - k_5) + k_8k_9\} = k_y pr^2$;

$Z = \frac{pr}{\Delta_2}\{[\sin\alpha\,(k_4 + k_6 - k_8) - k_7k_8]\lambda + \sin\alpha\,(k_4 - k_5) - k_8k_9\} = k_z pr$;

$k_4 = 2[(\alpha - \beta)\sin\beta - (\alpha - \gamma)\sin\gamma - 2(\cos\beta - \cos\gamma)]$;

$k_5 = k_2\,\mathrm{tg}\,\alpha$; $k_6 = k_3\,\mathrm{tg}\,\alpha$; $k_7 = 2\alpha + \sin 2\alpha$;

$k_8 = (\beta - \gamma)\left(\frac{\beta+\gamma}{2} - \alpha\right) + \cos(\alpha - \beta) - \cos(\alpha - \gamma)$;

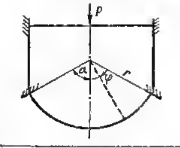
$k_9 = 2\alpha - \sin 2\alpha$; $k_{10} = \alpha - \sin\alpha$;

$\Delta_2 = \alpha[2\alpha(\lambda + 1) + (\lambda - 1)\sin 2\alpha] - 4\lambda\sin^2\alpha$

Коэффициенты k_x, k_y, k_z для некоторых частных значений λ, β и γ

λ	$\beta = 45°$, $\gamma = 0$			$\beta = 90°$, $\gamma = 0$			$\beta = 90°$, $\gamma = 45°$		
	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z
0,5	0,254	0,0553	0,479	0,273	0,0790	0,548	0,0194	0,0237	0,0687
1,0	0,254	0,0535	0,476	0,273	0,0760	0,543	0,0194	0,0225	0,0666
1,5	0,254	0,0520	0,473	0,273	0,0735	0,538	0,0194	0,0215	0,0649
2,0	0,254	0,0507	0,471	0,273	0,0714	0,534	0,0194	0,0206	0,0633
2,5	0,254	0,0496	0,469	0,273	0,0694	0,531	0,0194	0,1983	0,0619
3,5	0,254	0,0478	0,466	0,273	0,0662	0,528	0,0194	0,0018	0,0593
4,5	0,254	0,0463	0,459	0,273	0,0638	0,521	0,0194	0,0175	0,0579
5,5	0,254	0,0451	0,459	0,273	0,0616	0,518	0,0194	0,0166	0,0563
6,5	0,254	0,0441	0,458	0,273	0,0600	0,515	0,0194	0,0159	0,0551
7,5	0,254	0,0432	0,458	0,273	0,0586	0,512	0,0194	0,0153	0,0540
8,5	0,254	0,0425	0,457	0,273	0,0573	0,510	0,0194	0,0148	0,0531

Нагружение сосредоточенной силой в середине пролета



$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1$;

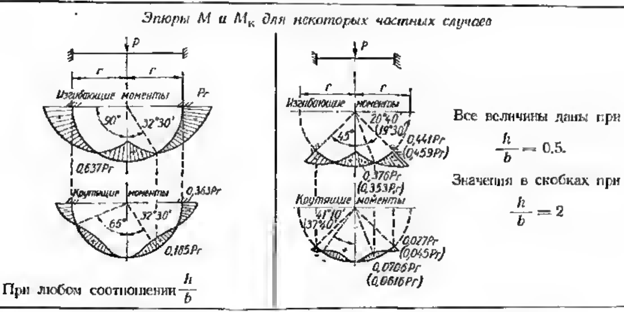
$M = X\cos\varphi - 0{,}5\,Pr\sin\varphi$;

$M_к = X\sin\varphi - 0{,}5\,Pr\,(1 - \cos\varphi)$;

$X = Pr\,\frac{1 - \cos\alpha}{2\alpha}$

Продолжение табл. 14.72

Эпюры M и $M_к$ для некоторых частных случаев

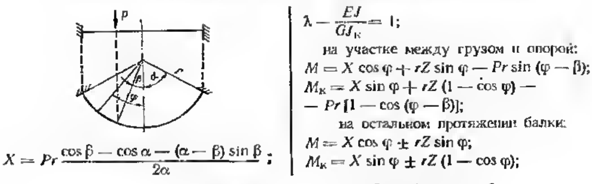


При любом соотношении $\frac{h}{b}$

Все величины даны при $\frac{h}{b} = 0.5$.

Значения в скобках при $\frac{h}{b} = 2$

Нагружение сосредоточенной силой в произвольном сечении балки.



$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$

на участке между грузом и опорой:

$M = X\cos\varphi + rZ\sin\varphi - Pr\sin(\varphi - \beta);$

$M_к = X\sin\varphi + rZ(1 - \cos\varphi) -$
$- Pr[1 - \cos(\varphi - \beta)];$

на остальном протяжении балки:

$M = X\cos\varphi \pm rZ\sin\varphi;$

$M_к = X\sin\varphi \pm rZ(1 - \cos\varphi);$

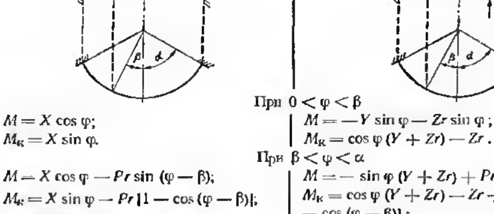
$$X = Pr\frac{\cos\beta - \cos\alpha - (\alpha - \beta)\sin\beta}{2\alpha};$$

$$Z = P\frac{(\alpha - \beta)(\cos\alpha + 1) - \sin(\alpha - \beta) - \sin\alpha + \sin\beta}{4(\alpha - \sin\alpha)}$$

Знак (+) действителен про $0 \leqslant \varphi \leqslant \beta$ (на участке между точкой приложения силы и серединой пролета). Знак (—) действителен при $0 \leqslant \varphi \leqslant \alpha$ (на остальном участке)

Нагружение двумя сосредоточенными силами

Симметричное | Антисимметричное



При $0 < \varphi < \beta$

Симметричное:

$M = X\cos\varphi;$

$M_к = X\sin\varphi.$

Антисимметричное:

$M = -Y\sin\varphi - Zr\sin\varphi;$

$M_к = \cos\varphi(Y + Zr) - Zr.$

При $\beta < \varphi < \alpha$

Симметричное:

$M = X\cos\varphi - Pr\sin(\varphi - \beta);$

$M_к = X\sin\varphi - Pr[1 - \cos(\varphi - \beta)];$

$X = \frac{2(\lambda k_{11} + k_{12})}{\Delta_1}Pr = k_x Pr;$

$k_{11} = 2(\cos\beta - \cos\alpha) - (\alpha - \beta)\sin\beta -$
$- \sin\alpha\sin(\alpha - \beta);$

$k_{12} = \sin\alpha\sin(\alpha - \beta) - (\alpha - \beta)\sin\beta$

Антисимметричное:

$M = -\sin\varphi(Y + Zr) + Pr\sin(\varphi - \beta);$

$M_к = \cos\varphi(Y + Zr) - Zr + Pr[1 -$
$- \cos(\varphi - \beta)];$

$Y = \frac{Pr}{\Delta_2}[(k_{10}k_{13} - k_7k_{11} + 4k_{14}\sin\alpha)\lambda -$
$- k_9k_{14} + k_{10}k_{15}] = k_y Pr;$

$Z = \frac{P}{\Delta_2}[(k_{13}\sin\alpha + k_7k_{14})\lambda + k_{15}\sin\alpha +$
$+ k_9k_{14}] = k_z P;$

$k_{13} = 2[(\alpha - \beta)\cos\beta + \cos\alpha\sin(\alpha - \beta) -$
$- 2(\sin\alpha - \sin\beta)];$

$k_{14} = (\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta);$

$k_{15} = 2[(\alpha - \beta)\cos\beta - \cos\alpha\sin(\alpha - \beta)$

Продолжение табл. 14.72

Коэффициенты k_x k_y и k_z для некоторых частных значений β при $\alpha = 90°$ и $\alpha = 60°$

α	β	Коэффициенты	$\lambda = \frac{EJ}{GJ_K}$										
			0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5
90°	0°	k_x	0,63562	0,63562	0,63662	0,63662	0,63662	0,63662	0,63652	0,63662	0,63662	0,63652	0,63662
		k_y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		k_z	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	15°	k_x	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925	0,39925
		k_y	0,07191	0,07007	0,06851	0,06716	0,06598	0,06403	0,06248	0,06121	0,00016	0,05928	0,05852
		k_z	0,7270	0,7238	0,7211	0,7187	0,7166	0,7132	0,7105	0,7083	0,7064	0,7049	0,7036
	30°	k_x	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218
		k_y	0,09034	0,08780	0,08521	0,08298	0,08103	0,07780	0,07523	0,07314	0,07140	0,06993	0,06868
		k_z	0,4756	0,4712	0,4567	0,4628	0,4594	0,4537	0.4492	0,4456	0,4425	0,4399	0,4377
	45°	k_x	0,0956	0,0966	0,0956	0,0966	0,0956	0,0966	0,0956	0,0966	0,0966	0,0966	0,0966
		k_y	0,07483	0,07164	0,06892	0,06657	0,06463	0,06113	0,06843	0,05623	0,05441	0,05287	0,05155
		k_z	0,2683	0,2627	0,2579	0,2538	0,2502	0,2443	0,2395	0,2357	0,2325	0,2298	0,2275
	60°	k_x	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963	0,02963
		k_y	0,04283	0,04054	0,03860	0,03692	0,03545	0,03303	0,03110	0,02953	0,02822	0,02712	0,02618
		k_z	0,1154	0,1124	0,1090	0,1060	0,1035	0,0992	0,0958	0,0931	0,0908	0,0889	0,0872
	75°	k_x	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378	0,00378
		k_y	0,01280	0,01196	0,01124	0,01063	0,01009	0,00920	0,00849	0,00791	0,00743	0,00703	0,00668
		k_z	0,0276	0,0261	0,0249	0,0238	0,0229	0,0213	0,0201	0,0191	0,0182	0,0175	0,0169

Продолжение табл. 14.72

α	β	Коэффициенты	$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к}$										
			0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5
60°	0°	k_x	0,48957	0,47746	0,46846	0,46150	0,45595	0,44767	0,44180	0,43740	0,43400	0,43128	0,42905
		k_y	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		k_z	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	10°	k_x	0,32967	0,31825	0,30976	0,30319	0,29796	0,29015	0,28460	0,28046	0,27725	0,27468	0,27258
		k_y	0,03196	0,03157	0,03122	0,03088	0,03057	0,03000	0,02950	0,02905	0,02865	0,02829	0,02796
		k_z	0,7413	0,7394	0,7377	0,7361	0,7346	0,7319	0,7295	0,7274	0,7255	0,7237	0,7222
	20°	k_x	0,20135	0,19186	0,18480	0,17935	0,17500	0,16851	0,16391	0,16046	0,15779	0,15566	0,15392
		k_y	0,04072	0,04008	0,03948	0,03892	0,03840	0,03746	0,03662	0,03588	0,03521	0,03461	0,03406
		k_z	0,5001	0,4971	0,4942	0,4915	0,4891	0,4845	0,4805	0,4770	0,4738	0,4709	0,4683
	30°	k_x	0,10621	0,09963	0,09455	0,09071	0,08765	0,08307	0,07983	0,07740	0,07552	0,07402	0,07279
		k_y	0,03404	0,03336	0,03273	0,03214	0,03159	0,03058	0,02970	0,02891	0,02820	0,02785	0,02098
		k_z	0,2930	0,2897	0,2867	0,2839	0,2812	0,2765	0,2722	0,2684	0,2651	0,2620	0,2592
	40°	k_x	0,04341	0,03979	0,03710	0,03502	0,03336	0,03089	0,02913	0,02782	0,02080	0,02599	0,02533
		k_y	0,01989	0,01940	0,01894	0,01851	0,01811	0,01739	0,01675	0,01618	0,01566	0,01520	0,01478
		k_z	0,1340	0,1316	0,1294	0,1274	0,1255	0,1220	0,1189	0,1162	0,1138	0,1115	0,1095
	50°	k_x	0,00975	0,00868	0,00788	0,00726	0,00677	0,00603	0,00551	0,00512	0,00482	0,00468	0,00438
		k_y	0,00610	0,00592	0,00575	0,00559	0,00544	0,00517	0,00493	0,00472	0,00452	0,00435	0,00420
		q_z	0,0341	0,0332	0,0324	0,0316	0,0309	0,0296	0,0284	0,0274	0,0265	0,0257	0,0249

Продолжение табл. 14.72

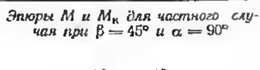
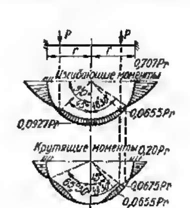
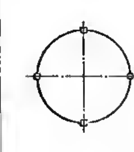
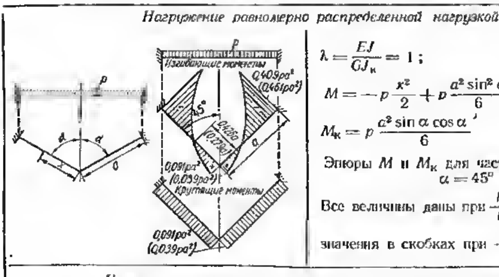
Эпюры M и $M_к$ для частного случая при $\beta = 45°$ и $\alpha = 90°$	*Балки-кольца, жестко соединенные с колоннами, нагруженные вертикальной нагрузкой, симметричной относительно опор*
 	 Расчет рекомендуется вести приближенно, принимая полную заделку на опорах. Расчет кольцевой балки сводится к расчету отдельных ее пролетов по приведенным выше формулам

Таблица 14.73. **Балка, защемленная на опорах, с ломаной в плане осью**

Нагружение равномерно распределенной нагрузкой



$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$$

$$M = -p\frac{x^2}{2} + p\frac{a^2 \sin^2\alpha}{6};$$

$$M_к = p\frac{a^2 \sin\alpha\cos\alpha}{6}$$

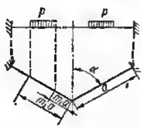
Эпюры M и $M_к$ для частного случая при $\alpha = 45°$

Все величины даны при $\frac{h}{b} = 0{,}5$;

значения в скобках при $\frac{h}{b} = 2$

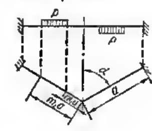
Частичное нагружение равномерно распределенной нагрузкой

Симметричное



$$X = \frac{(m_2 - m_1) - (m_2^2 - m_1^2) + \frac{1}{3}(m_2^3 - m_1^3)]\sin\alpha}{2(\sin^2\alpha + \lambda\cos^2\alpha)} pa^2 = k_x pa^2$$

Антисимметричное



$$Y = \left\{\frac{(m_2 - m_1) - (m_2^2 - m_1^2) + \frac{1}{3}(m_2^3 - m_1^3)}{\cos^2\alpha + 4\lambda\sin^2\alpha} - \frac{\frac{1}{8}(m_2 - m_1)[(m_2 + m_1) \times (m_2^2 + m_1^2 - 6) - 8]}{\cos^2 + 4\lambda\sin^2\alpha}\right\} \times$$

$$\times 2\cos\alpha\, pa^2 = k_y pa^2;$$

$$Z = \left\{\frac{1}{8}(m_2 - m_1)[(m_2 - m_1) \times (m_2^2 - m_1^2 - 6) - 8] - \frac{3}{2}\cos\alpha\, k_y\right\} \times$$

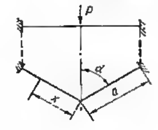
$$\times pa = k_z pa$$

Продолжение табл. 14.73

Коэффициенты k_x k_y и k_z для некоторых значений α и λ при $m_1 = 0$ и $m_2 = 1$

λ	$\alpha = 30°$			$\alpha = 45°$			$\alpha = 60°$		
	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z
0,5	0,13333	—0,05574	0,45001	0,15714	—0,03928	0,41666	0,16496	—0,02381	0,39286
1,0	0,08333	—0,04124	0,42857	0,11785	—0,02357	0,40000	0,14434	—0,01282	0,38462
1,5	0,06061	—0,03208	0,41667	0,09428	—0,01684	0,39286	0,12830	—0,00877	0,38158
2,0	0,04762	—0,02624	0,40909	0,07857	—0,01310	0,38869	0,11547	—0,00667	0,38000
2,5	0,03922	—0,02221	0,40385	0,06734	—0,01071	0,38636	0,10497	—0,00538	0,37904
3,5	0,02899	—0,01698	0,39706	0,05238	—0,00786	0,38334	0,08882	—0,00388	0,37791
4,5	0,02299	—0,01375	0,39286	0,04285	—0,00620	0,38158	0,07698	—0,00303	0,37727
5,5	0,01905	—0,01155	0,39000	0,03626	—0,00512	0,38043	0,06792	—0,00249	0,37687
6,5	0,01626	—0,00995	0,38793	0,03143	—0,00437	0,37964	0,06077	—0,00211	0,37658
7,5	0,01418	—0,00875	0,38637	0,02773	—0,00380	0,37903	0,05498	—0,00183	0,37637
8,5	0,01258	—0,00780	0,38513	0,02481	—0,00337	0,37857	0,05020	—0,00162	0,37622

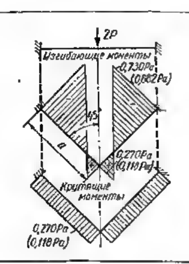
Нагружение сосредоточенной силой в середине пролета



$$\lambda = \frac{EJ}{GJ_к} = 1;$$

$$M = P\left(\frac{a \sin^2 \alpha}{4} - \frac{x}{2}\right);$$

$$M_к = P\frac{a \sin \alpha \cos \alpha}{4}$$



Эпюры M и $M_к$ для частного случая при $\alpha = 45°$.

Все величины даны при $\frac{h}{b} = 0,5$;

значения в скобках при $\frac{h}{b} = 2$

Нагружение двумя сосредоточенными силами

Симметричное

$$X = \frac{(1-m)^2 \sin \alpha}{2(\sin^2 \alpha + \lambda \cos^2 \alpha)} Pa = k_x Pa.$$

При $\lambda = 1$

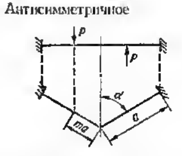
$0 < x < ma$ $\quad M = Pa\frac{(1-m)^2}{2}\sin^2 \alpha;$

$ma < x < a$

$$M = Pa\frac{(1-m)^2}{2}\sin^2 \alpha - P(x - a);$$

$$M_к = Pa\frac{(1-m)^2}{2}\sin \alpha \cos \alpha$$

Антисимметричное



$$Y = \frac{-m(1-m)^2}{\cos^3 \alpha - 4\lambda \sin^2 \alpha} Pa = k_y Pa;$$

$$Z = \left[\frac{2+m}{2}(1-m)^2 - \frac{3}{2}\cos \alpha \, k_y\right] \times$$

$$\times P = k_z P$$

Продолжение табл. 14.73

Коэффициенты k_x, k_y и k_z для некоторых значений α и λ при $m = 0{,}5$

λ	$\alpha = 30°$			$\alpha = 45°$			$\alpha = 60°$		
	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z	k_x	k_y	k_z
0,5	0,10000	—0,08660	0,42500	0,11785	—0,05893	0,37500	0,12372	—0,03571	0,33928
1,0	0,06250	—0,06186	0,39286	0,08839	—0,03536	0,35000	0,10825	—0,01923	0,32692
1,5	0,04545	—0,04811	0,37500	0,07071	—0,02525	0,33928	0,09622	—0,01316	0,32237
2,0	0,03571	—0,03937	0,36364	0,05893	—0,01964	0,33333	0,08660	—0,01006	0,32000
2,5	0,02941	—0,03331	0,35577	0,05051	—0,01607	0,32954	0,07873	—0,00806	0,31855
3,5	0,02174	—0,02547	0,34559	0,03928	—0,01179	0,32501	0,06662	—0,00581	0,31686
4,5	0,01724	—0,02062	0,33929	0,03214	—0,00930	0,32236	0,05774	—0,00455	0,31591
5,5	0,01429	—0,01732	0,33500	0,02720	—0,00769	0,32066	0,05094	—0,00373	0,31630
6,5	0,01220	—0,01493	0,33189	0,02357	—0,00655	0,31945	0,04558	—0,00316	0,31487
7,5	0,01064	—0,01312	0,32954	0,02080	—0,00570	0,31855	0,04124	—0,00275	0,31456
8,5	0,00943	—0,01170	0,32770	0,01861	—0,00505	0,31786	0,03763	—0,00243	0,31432

В формулах приняты следующие обозначения:

E — модуль упругости материала балки;

$J = \frac{bh^3}{12}$ — момент инерции поперечного сечения балки относительно оси, перпендикулярной к плоскости изгиба;

EJ — жесткость при изгибе;

G — модуль сдвига материала балки;

$I_к = k'hb^3$ — характеристика жесткости при кручении;

$GJ_к$ — жесткость при кручении;

$i = \frac{EJ}{l}$ — погонная жесткость при изгибе;

$i_к = \frac{GJ_к}{l}$ — погонная жесткость при кручении;

b — короткая сторона сечения;

h — высота сечения;

k' — коэффициент, зависящий от соотношения $\frac{h}{b}$;

X — изгибающий момент в середине пролета;

Y — крутящий момент в середине пролета;

Z — поперечная сила в середине пролета;

M — изгибающий момент в произвольном сечении;

$M_к$ — крутящий момент в произвольном сечении.

Значения коэффициента k', зависящего от соотношения $\frac{h}{b}$, следующие:

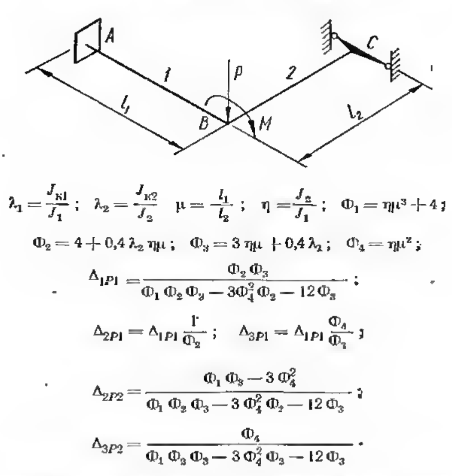
h/b	1,00	1,20	1,50	1,75	2,00	2,50
k'	0,141	0,166	0,196	0,214	0,229	0,249
h/b	3,00	4,00	5,00	6,00	10,00	∞
k'	0,263	0,281	0,291	0,299	0,312	0,333

Для ряда случаев значения неизвестных X, Y, Z выражены посредством коэффициентов k_x, k_y и k_z, значения которых для различных величин $\lambda = \frac{EJ}{GJ_к}$ при некоторых частных случаях нагружения приводятся в таблицах.

Для некоторых нагружений коэффициент λ принят равным единице. Погрешность от этого невелика (для обычных строительных конструкций не превышает 5—10%).

В табл. 14.74 приведены формулы для определения изгибающих и крутящих моментов в ломаной в плане балке, защемленной с одной стороны и шарнирно опертой с другой, при действии узловой сосредоточенной силы и узлового момента.

Таблица 14.74. **Балка с ломаной в плане осью, защемленная с одной стороны и шарнирно опертая с другой**



$$\lambda_1 = \frac{J_{к1}}{J_1}; \quad \lambda_2 = \frac{J_{к2}}{J_2} \quad \mu = \frac{l_1}{l_2}; \quad \eta = \frac{J_2}{J_1}; \quad \Phi_1 = \eta\mu^3 + 4;$$

$$\Phi_2 = 4 + 0,4\,\lambda_2\,\eta\mu; \quad \Phi_3 = 3\,\eta\mu + 0,4\,\lambda_1; \quad \Phi_4 = \eta\mu^2;$$

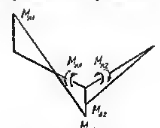
$$\Delta_{1P1} = \frac{\Phi_2\,\Phi_3}{\Phi_1\,\Phi_2\,\Phi_3 - 3\Phi_4^2\,\Phi_2 - 12\,\Phi_3};$$

$$\Delta_{2P1} = \Delta_{1P1}\,\frac{1}{\Phi_2}; \quad \Delta_{3P1} = \Delta_{1P1}\,\frac{\Phi_4}{\Phi_3};$$

$$\Delta_{2P2} = \frac{\Phi_1\,\Phi_3 - 3\,\Phi_4^2}{\Phi_1\,\Phi_2\,\Phi_3 - 3\,\Phi_4^2\,\Phi_2 - 12\,\Phi_3};$$

$$\Delta_{3P2} = \frac{\Phi_4}{\Phi_1\,\Phi_2\,\Phi_3 - 3\,\Phi_4^2\,\Phi_2 - 12\,\Phi_3}.$$

Действие узловой сосредоточенной силы



$M_{A1} = 2\,(\Delta_{1P1} - 2\Delta_{2P1})\,Pl_1;$

$M_{B1} = 2\,(\Delta_{1P1} - 4\Delta_{2P1})\,Pl_1 =$

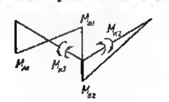
$= 0,8\,\lambda_2\,\eta\mu\Delta_{2P1}\,Pl_1;$

$M_{B2} = (\Phi_4\Delta_{1P1} - 3\,\eta\mu\Delta_{3P1})\,Pl_1 =$

$= 0,4\,\lambda_1\Delta_{3P1}\,Pl_1;$

$M_{к1} = M_{B2}; \quad M_{к2} = M_{B1}$

Действие узлового момента



$M_{A1} = 2\,(\Delta_{2P2} - 6\,\Delta_{2P1})\,M;$

$M_{B1} = 4\,\Delta_{2P2} - 3\,\Delta_{2P1}\,M =$

$= (1 - 0,4\,\lambda_2\,\eta\mu\Delta_{2P2})\,M;$

$M_{B2} = 6\,(\Phi_4\,\Delta_{2P1} - 3\,\eta\,\times$

$\times\,\mu\Delta_{3P2})\,M = 2,4\,\lambda_1\,\Delta_{3P2}\,M;$

$M_{к1} = M_{B2}; \quad M_{к2} = M - M_{B1}$

При составлении таблицы принято $G = 0,4\,E$.

Данные табл. 14.74 могут быть использованы для расчета симметричных П-образных рам, несущих нагрузку, перпендикулярную к их плоскости.

В табл. 14.75 приведены формулы для определения усилий и перемещений в круговой консольной балке.

Пример. Определить изгибающие и крутящие моменты в раме, изображенной на рис. 14.13, *а*.

Для расчета заданную нагрузку заменяем симметричной и кососимметричной (рис. 14.13, *б* и *в*).

При действии симметричной нагрузки изгибающие моменты находятся как в консольных балках $M_A = M_D = 5,0 \cdot 2,0 = 10,0\,т.\,м.$ (рис. 14.14, *а*).

При действии кососимметричной нагрузки пользуемся данными табл. 14.74 рассматривая вместо заданной системы эквивалентную полураму.

Таблица 14.75. **Усилия и перемещения в круговой консольной балке, нагруженной перпендикулярно к плоскости кривизны**

$$n = \frac{1}{\lambda} = \frac{EJ}{GJ_к}.$$

Схема нагружения				
Изгибающий момент $M(\alpha)$	$-Pr\sin\alpha$	$M\cos\alpha$	$-K\sin\alpha$	$-pr^2(1-\cos\alpha)$
Крутящий момент $M_к(\alpha)$	$-Pr(1-\cos\alpha)$	$M\sin\alpha$	$K\cos\psi$	$-pr^2(\alpha-\sin\alpha)$
Вертикальный прогиб конца консоли f	$\frac{Pr^3}{EJ}\left(\frac{3n+1}{2}\psi+\frac{n-1}{4}\sin 2\psi-2n\sin\psi\right)$	$\frac{Mr^2}{EJ}\left[\frac{1-n}{2}\sin^2\psi-n(1-\cos\psi)\right]$	$\frac{Kr^2}{EJ}\left[n\sin\psi-\frac{n-1}{4}\sin 2\psi-\frac{n+1}{2}\psi\right]$	$\frac{pr^4}{EJ}\left[(1-\cos\psi)^2+n(\psi-\sin\psi)^2\right]$
Угол поворота концевого сечения φ	$\frac{Pr^2}{EJ}\left[\frac{n-1}{2}\sin^2\psi+n(1-\cos\psi)\right]$	$\frac{Mr}{EJ}\left(\frac{n+1}{2}\psi-\frac{n-1}{4}\sin 2\psi\right)$	$\frac{Kr}{EJ}\cdot\frac{n-1}{2}\sin^2\psi$	$\frac{pr^3}{EJ}\left[(n+1)\left(\sin\psi-\frac{\psi}{2}\right)+\frac{n-1}{4}\sin 2\psi-n\psi\cos\psi\right]$
Угол закручивания концевого сечения $\varphi_к$	$\frac{Pr^2}{EJ}\left(\frac{n-1}{4}\sin 2\psi+\frac{n+1}{2}\psi-n\sin\psi\right)$	$\frac{Mr}{EJ}\cdot\frac{n-1}{2}\sin^2\psi$	$\frac{Kr}{EJ}\left(\frac{n+1}{2}\psi+\frac{n-1}{4}\sin 2\psi\right)$	$\frac{pr^3}{EJ}\left[(n+1)(1-\cos\psi)-\frac{n-1}{4}(1-\cos 2\psi)-n\psi\sin\psi\right]$

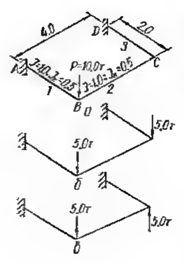


Рис. 14.13. Расчет П-образной рамы, нагруженной перпендикулярно ее плоскости:

а — заданная система, *б* и *в* — симметричная и кососимметричная составляющие нагрузки.

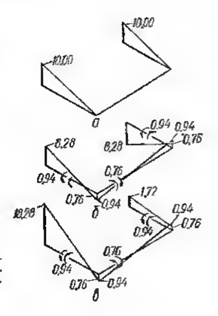


Рис. 14.14. Эпюры моментов:

а — от действия симметричной нагрузки; *б* — от действия кососимметричной нагрузки; *в* — суммарная эпюра моментов.

$$\lambda_1 = \lambda_2 = 0{,}5; \quad \mu = \frac{l_1}{l_2} = \frac{2{,}0}{2{,}0} = 1{,}0; \quad \eta = 1{,}0;$$

$$\Phi_1 = \eta\mu^3 + 4 = 1{,}0 \cdot 1{,}0^3 + 4 = 5{,}0;$$

$$\Phi_2 = 4 + 0{,}4\lambda_2\eta\mu = 4 + 0{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 4{,}2;$$

$$\Phi_3 = 3\eta\mu + 0{,}4\lambda_1 = 3{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 + 0{,}4 \cdot 05 = 3{,}2;$$

$$\Phi_4 = \eta\mu^2 = 1{,}0 \cdot 1{,}0^2 = 1{,}0.$$

$$\Delta_{1P1} = \frac{\Phi_2\Phi_3}{\Phi_1\Phi_2\Phi_3 - 3\Phi_4^2\Phi_3 - 12\Phi_3} = \frac{4{,}2 \cdot 3{,}2}{5{,}0 \cdot 4{,}2 \cdot 3{,}2 - 3 \cdot 1{,}0^2 \cdot 4{,}2 - 12 \cdot 3{,}4} = 0{,}790;$$

$$\Delta_{2P1} = \Delta_{1P1}\frac{1}{\Phi_2} = 0{,}790 \cdot \frac{1}{4{,}2} = 0{,}188;$$

$$\Delta_{3P1} = \Delta_{1P1}\frac{\Phi_4}{\Phi_3} = 0{,}790 \cdot \frac{1{,}0}{3{,}2} = 0{,}232.$$

Значения изгибающих и крутящих моментов (рис. 14.14, *б*):

$$M_{A1} = 2\,(\Delta_{1P1} - 2\Delta_{2P1})\,Pl_1 = 2\,(0{,}790 - 2 \cdot 0{,}188)\,5{,}0 \cdot 2{,}0 = 8{,}28\ т \cdot м;$$

$$M_{B1} = 2\,(\Delta_{1P1} - 4\Delta_{2P1})\,Pl_1 = 2\,(0{,}790 - 4 \cdot 0{,}188)\,5{,}0 \cdot 2{,}0 = 0{,}76\ т \cdot м;$$

$$M_{B2} = (\Phi_4\Delta_{1P1} - 3\eta\mu\Delta_{3P1})\,Pr_1 = (1{,}0 \cdot 0{,}790 - 3 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}232)\,5{,}0 \cdot 2{,}0 = 0{,}94\ т \cdot м;$$

$$M_{k1} = 0{,}94\ т \cdot м;$$

$$M_{k2} = 0{,}76\ т \cdot м.$$

Окончательные значения изгибающих и крутящих моментов (рис. 14.14, *в*) находим, суммируя эпюры моментов от действия симметричной и кососимметричной нагрузок.

ЛИТЕРАТУРА
К РАСЧЕТУ БАЛОК С КРИВОЛИНЕЙНОЙ И ЛОМАНОЙ В ПЛАНЕ ОСЬЮ

Иванов В. Ф., Никитин Г. В. Справочник по строительной механике. Т. II. Л., «Кубуч», 1935.

Инструкция по расчету железобетонных балок, плит и балочных перекрытий. М., ОНТИ, 1938.

Линович Л. Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев., «Будівельник», 1972.

Машиностроение. Энциклопедический справочник. Т. 1. кн. 2. М., Машгиз, 1948.

Ремез М. Б. К вопросу о расчете криволинейных и ломаных в плане балок. Труды Ленинградского института инженеров промышленного строительства. Вып. 5. Л., ОНТИ, 1938.

Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. М., Госстройиздат, 1960.

Глава 15

БАЛКИ-СТЕНКИ

Ниже приведены таблицы для расчета однопролетных свободно лежащих, однопролетных защемленных, консольных и многопролетных балок-стенок, работающих по упругой схеме.

ОДНОПРОЛЕТНЫЕ И КОНСОЛЬНЫЕ БАЛКИ-СТЕНКИ

Табл. 15.1 позволяет определять напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} для однопролетной квадратной балки-стенки, свободно лежащей на опорах и загруженной равномерно распределенной нагрузкой, приложенной к нижней или верхней грани, а также нагрузкой от собственного веса балки-стенки.

Толщина стенки принята равной единице.

Длина площадки опирания принята равной $c = 0,15a$.

Ко всем табличным значениям должен вводиться множитель $q = \frac{Q}{2a}$, где Q — вся нагрузка на пролет.

Равнодействующая растягивающих напряжений в сечении, расположенном в середине пролета, равна $Z_x = 0,289\ d$, где d — плечо внутренней пары, равное $d = 1,33b$.

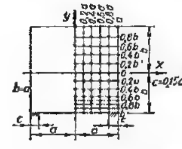


Таблица 15.1. **Однопролетная квадратная балка-стенка, свободно лежащая на опорах, загруженная равномерно распределенной нагрузкой и собственным весом**

Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки, равномерно распределенной по нижней грани

y	x						Примечание
	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	
+1,0b	−0,076	−0,067	−0,038	+0,020	+0,125	+0,278	
+0,8b	−0,075	−0,072	−0,050	+0,006	+0,120	+1,418	
+0,6b	−0,031	−0,032	−0,032	−0,007	+0,080	+0,296	
+0,4b	+0,055	+0,042	+0,009	−0,019	−0,003	+0,064	Множитель
+0,2b	+0,180	+0,148	+0,069	−0,038	−0,130	−0,174	$q = \frac{Q}{2a}$,
0	+0,340	+0,292	+0,151	−0,058	−0,285	−0,418	где Q — вся
−0,2b	+0,533	+0,464	+0,266	−0,074	−0,498	−0,768	нагрузка на
−0,4b	+0,745	+0,671	+0,472	−0,054	−0,715	−1,354	пролет
−0,6b	+0,920	+0,870	+0,653	+0,054	−1,033	−2,120	
−0,7b	+0,980	+0,945	+0,784	+0,187	−1,235	−2,400	
−0,8b	+1,014	+0,995	+0,903	+0,449	−1,643	−2,240	
−0,9b	+1,024	+1,015	+0,976	+0,810	−2,120	−0,668	
−1,0b	+1,017	+1,009	+0,985	+0,968	−2,161	—	

Продолжение табл. 15.1

Напряжение σ_y для случая единичной нагрузки, равномерно распределенной по верхней грани

y	x						Примечание
	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	
+1,0b	—1,076	—1,067	—1,038	—0,980	—0,875	—0,722	Множитель q
+0,8b	—1,075	—1,072	—1,050	—0,994	—0,880	—0,582	
+0,6b	—1,031	—1,032	—1,032	—1,007	—0,920	—0,704	
+0,4b	—0,945	—0,958	—0,991	—1,019	—1,008	—0,936	
+0,2b	—0,820	—0,852	—0,931	—1,038	—1,130	—1,174	
0	—0,660	—0,708	—0,849	—1,058	—1,285	—1,418	
—0,2b	—0,467	—0,536	—0,734	—1,074	—1,498	—1,769	
—0,4b	—0,255	—0,329	—0,528	—1,054	—1,715	—2,354	
—0,6b	—0,080	—0,130	—0,347	—0,946	—2,033	—3,120	
—0,7b	—0,020	—0,055	—0,216	—0,813	—2,235	—3,400	
—0,8b	+0,014	—0,008	—0,097	—0,551	—2,643	—3,240	
—0,9b	+0,024	+0,015	—0,024	—0,190	—3,120	—1,668	
—1,0b	+0,017	+0,009	—0,015	—0,032	—3,161	—	

Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки собственным весом

y							Примечание
	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	
+1,0b	—0,076	—0,067	—0,038	—0,020	+0,125	+0,278	Множитель q
+0,8b	—0,175	—0,172	—0,150	—0,094	+0,020	+0,318	
+0,6b	—0,231	—0,232	—0,232	—0,207	—0,120	+0,098	
+0,4b	—0,245	—0,258	—0,291	—0,319	—0,308	—0,236	
+0,2b	—0,220	—0,252	—0,331	—0,438	—0,530	—0,574	
0	—0,160	—0,208	—0,349	—0,558	—0,785	—0,918	
—0,2b	—0,067	—0,136	—0,334	—0,674	—1,098	—1,768	
—0,4b	+0,045	—0,029	—0,228	—0,754	—1,415	—2,054	
—0,6b	+0,120	+0,070	—0,147	—0,746	—1,833	—2,920	
—0,7b	+0,130	+0,095	—0,066	—0,663	—2,085	—3,250	
—0,8b	+0,114	+0,095	+0,003	—0,451	—2,543	—3,140	
—0,9b	+0,074	+0,065	+0,026	—0,140	—3,070	—1,618	
—1,0b	+0,017	+0,009	+0,015	—0,032	—3,161	—	

Напряжения σ_x, одинаковые для всех трех случаев нагрузки

y	x						Примечание
	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	
+1,0b	—0,433	—0,403	—0,314	—0,184	—0,036	+0,100	Множитель q
+0,8b	—0,236	—0,214	—0,150	—0,057	+0,049	+0,098	
+0,6b	—0,149	—0,131	—0,075	—0,001	+0,070	+0,092	
+0,4b	—0,134	—0,113	—0,068	—0,001	+0,056	+0,085	
+0,2b	—0,167	—0,149	—0,098	—0,026	+0,040	+0,078	
0	—0,212	—0,194	—0,142	—0,060	+0,030	+0,073	
—0,2b	—0,224	—0,215	—0,176	—0,092	+0,019	+0,073	
—0,4b	—0,141	—0,145	—0,161	—0,109	+0,006	+0,077	
—0,6b	+0,131	+0,088	—0,021	—0,071	+0,061	+0,086	
—0,7b	+0,369	+0,309	+0,133	+0,008	+0,130	+0,093	
—0,8b	+0,713	+0,614	+0,424	+0,080	+0,313	+0,100	
—0,9b	+1,028	+0,983	+0,840	+0,462	+0,016	+0,108	
—1,0b	+1,424	+1,427	+1,441	+1,501	—1,523	+0,117	

Продолжение табл. 15.1

Напряжения τ_{xy}, одинаковые для всех трех случаев нагрузки

y	x						Примечание
	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	
+1,0b	0	—0,030	—0,067	—0,090	—0,104	—0,018	Множитель q
+0,8b	0	+0,022	+0,035	+0,033	+0,016	+0,002	
+0,6b	0	+0,064	+0,110	+0,124	+0,088	—0,032	
+0,4b	0	+0,101	+0,174	+0,194	+0,136	—0,033	
+0,2b	0	+0,128	+0,237	+0,271	+0,184	—0,006	
0	0	+0,172	+0,304	+0,349	0,246	+0,012	
—0,2b	0	+0,201	+0,369	+0,446	+0,339	—0,004	
—0,4b	0	+0,205	+0,412	+0,546	+0,448	—0,024	
—0,5b	0	+0,155	+0,368	+0,626	+0,561	+0,014	
—0,7b	0	+0,103	+0,285	+0,623	+0,602	+0,042	
—0,8b	0	+0,048	+0,168	+0,565	+0,840	+0,012	
—0,9b	0	+0,003	+0,040	+0,355	+1,375	+0,019	
—1,0b	0	—0,014	—0,017	+0,019	+0,207	+0,023	

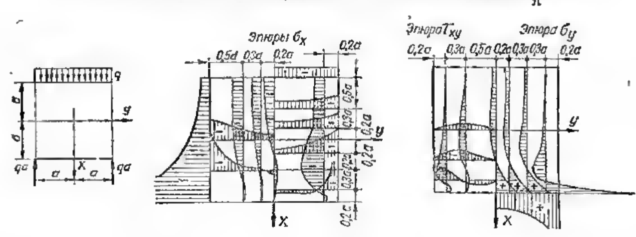
Табл. 15.2—15.3 позволяют определить напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} в однопролетных квадратных балках-стенках, свободно лежащих на опорах с сосредоточенными реакциями и загруженных равномерно распределенной нагрузкой по верхней грани или сосредоточенной силой в середине пролета.

Толщина стенки принята равной единице.

К табличным данным должны вводиться множители, величина которых указана в таблицах.

Таблица 15.2. **Однопролетная квадратная балка-стенка, свободно лежащая на опорах с сосредоточенными реакциями, загруженная равномерно распределенной нагрузкой**

Все табличные значения напряжений умножаются на величину $\frac{2q}{\pi}$.



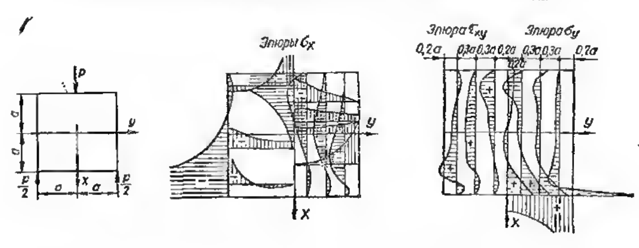
Напряжения	x	y				
		0,0	0,2a	0,5a	0,8a	1,0a
σ_x	—1,0a	—1,54	—1,57	—1,57	—1,58	—1,55
	—0,8a	—1,51	—1,51	—1,49	—1,65	—1,53
	—0,5a	—1,32	—1,34	—1,53	—1,77	—1,73
	—0,2a	—1,02	—1,04	—1,44	—2,06	—2,23
	0,0	—0,66	—0,80	—1,42	—2,41	—2,81
	+0,2a	—0,32	—0,39	—1,23	—2,83	—3,75
	+0,5a	+0,12	—0,26	—0,41	—3,57	—6,67
	+0,8a	+0,14	+0,17	+0,20	—1,50	—16,77
	+1,0a	0,00	+0,03	0,00	+0,06	—(0,11) ∞

Продолжение табл. 15.2

Напряжение	x	y: 0,0	0,2a	05,a	0,8	1,0a
σ_y	−1,0a	−0,42	−0,36	−0,21	−0,06	0,00
	−0,8a	−0,35	−0,32	−0,19	−0,06	0,00
	−0,5a	−0,44	−0,41	−0,24	−0,07	0,00
	−0,2a	−0,63	−0,59	−0,38	−0,09	0,00
	0,0	−0,72	−0,70	−0,51	−0,14	0,00
	+0,2a	−0,68	−0,70	−0,64	−0,22	0,00
	+0,5a	−0,02	−0,14	−0,62	−0,59	0,00
	+0,8a	+1,85	+1,81	+1,36	−1,48	0,00
	+1,0a	+3,44	+3,41	+4,45	+10,79	∞ (0,00)
τ_{xy}	−1,0a	0,00	0,00	−0,02	−0,02	0,00
	−0,8a	0,00	−0,07	−0,13	−0,07	0,00
	−0,5a	0,00	−0,16	−0,26	−0,19	−0,01
	−0,2a	0,00	−0,26	−0,57	−0,38	0,00
	0,0	0,00	−0,35	−0,74	−0,58	0,00
	+0,2a	0,00	−0,36	−0,91	−0,88	0,00
	+0,5a	0,00	−0,18	−0,82	−1,60	−0,01
	+0,8a	0,00	+0,15	+0,33	−1,59	0,00
	+1,0a	0,00	−0,08	−0,02	+0,02	0,00

Таблица 15.3. **Однопролетная квадратная балка-стенка, свободно лежащая на опорах с сосредоточенными реакциями, загруженная сосредоточенной силой в середине пролета**

Все табличные значения напряжений умножаются на величину $\frac{P}{\pi a}$



Напряжения	x	y: 0,0	0,2a	0,5a	0,8a	1,0a
σ_x	−1,0a	−∞ (0,06)	+0,01	−0,01	0,00	−0,08
	−0,8a	−9,94	−2,49	−0,17	−0,09	+0,16
	−0,5a	−3,91	−2,93	−1,15	−0,63	+0,07
	−0,2a	−2,18	−1,98	−1,44	−1,29	−0,97
	0,0	−1,41	−1,41	−1,46	−1,89	−2,03
	+0,2a	−0,76	−0,79	−1,45	−2,54	−3,32
	+0,5a	−0,05	−0,36	−0,51	−2,82	−6,35
	+0,8a	+0,06	+0,10	+0,25	−1,47	−17,08
	+1,0a	−0,03	−0,01	+0,02	+0,02	−∞(−0,06)

Продолжение табл. 15.3

Напряжения	x	y: 0,0	0,2a	0,5a	0,8a	1,0a
σ_y	—1,0a	+0,47 (—∞)	+0,50	+0,44	+0,11	0,00
	—0,8a	+0,38	—2,08	—0,76	—0,13	0,00
	—0,5a	+0,19	—0,24	—0,59	—0,25	0,00
	—0,2a	—0,07	—0,15	—0,21	—0,08	0,00
	0,0	—0,24	—0,22	—0,33	—0,11	0,00
	+0,2a	—0,29	—0,34	—0,46	—0,19	0,00
	+0,5a	+0,31	+0,16	—0,49	—0,85	0,00
	+0,8a	+2,09	+1,37	+1,51	—1,66	0,00
	+1,0a	+3,54	+3,66	4,82	+11,06	∞ (0,00)
τ_{xy}	—1,0a	0,00	+0,01	—0,07	+0,06	0,00
	—0,8a	0,00	—2,50	—0,46	+0,09	0,00
	—0,5a	0,00	—1,27	—1,10	—0,41	—0,01
	—0,2a	0,00	—0,76	—1,23	—0,73	0,00
	0,0	0,00	—0,70	—1,25	—0,89	+0,01
	+0,2a	0,00	—0,58	—1,29	—1,13	0,00
	+0,5a	0,00	—0,32	—1,03	—1,78	0,00
	+0,8a	0,00	+0,09	+0,21	—1,71	0,00
	+1,0a	0,00	0,00	+0,05	+0,07	—0,01

Значения в скобках, приведенные в табл. 15.2—15.3, представляют собой величины напряжений в окрестности особых точек.

Табл. 15.4 (автор В. А. Лазарян) дает возможность определять напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} в однопролетной балке-стенке с защемленными краями при действии нагрузки, равномерно распределенной по верхнему краю.

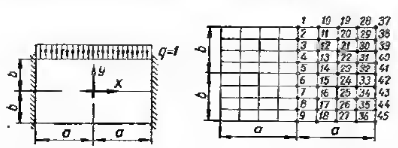


Таблица 15.4. **Однопролетная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная равномерно распределенной нагрузкой (толщина стенки равна единице)**

Точка	$\frac{a}{b}=0,5$: σ_x	σ_y	τ_{xy}	$\frac{a}{b}=1,0$: σ_x	σ_y	τ_{xy}	$\frac{a}{b}=2,0$: σ_x	σ_y	τ_{xy}
1	—0,306	—1,000	0,000	—0,602	—1,000	0,000	—1,376	—1,000	0,000
2	—0,188	—0,928	0,000	—0,323	—0,943	0,000	—0,885	—0,953	0,000
3	—0,158	—0,801	0,000	—0,197	—0,813	0,000	—0,532	—0,952	0,000
4	—0,125	—0,656	0,000	—0,132	—0,659	0,000	—0,282	—0,693	0,000
5	—0,083	—0,500	0,000	—0,083	—0,500	0,000	—0,083	—0,500	0,000
6	—0,041	—0,343	0,000	—0,034	—0,341	0,000	+0,115	—0,307	0,000
7	—0,008	—0,199	0,000	+0,031	—0,186	0,000	+0,366	—0,148	0,000
8	+0,021	—0,072	0,000	+0,157	—0,057	0,000	+0,718	—0,037	0,000
9	+0,140	0,000	0,000	+0,436	0,000	0,000	+1,210	0,000	0,000
10	—0,296	—1,000	0,000	—0,537	—1,000	0,000	—1,201	—1,000	0,000
11	—0,182	—0,930	—0,056	—0,289	—0,939	—0,105	—0,733	—0,967	—0,153
12	—0,157	—0,807	—0,068	—0,187	—0,802	—0,147	—0,422	—0,856	—0,286
13	—0,123	—0,661	—0,076	—0,131	—0,656	—0,157	—0,229	—0,694	—0,363
14	—0,083	—0,500	—0,080	—0,083	—0,500	—0,158	—0,083	—0,500	—0,389
15	—0,043	—0,339	—0,076	—0,036	—0,343	—0,157	+0,062	—0,306	—0,363
16	—0,010	—0,193	—0,068	+0,020	—0,192	—0,147	+0,261	—0,144	—0,286
17	+0,016	—0,070	—0,058	+0,122	—0,061	—0,105	+0,566	—0,033	—0,153
18	+0,129	0,000	0,000	+0,371	0,000	0,000	+1,036	0,000	0,000

Продолжение табл. 15.4

Точка	$\frac{a}{b}=0{,}5$			$\frac{a}{b}=1{,}0$			$\frac{a}{b}=2{,}0$		
	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x	σ_y	τ_{xy}
19	−0,216	−1,000	0,000	−0,315	−1,000	0,000	−0,598	−1,000	0,000
20	−0,167	−0,935	−0,107	−0,187	−0,928	−0,216	−0,259	−0,976	−0,304
21	−0,148	−0,827	−0,135	−0,158	−0,801	−0,290	−0,109	−0,860	−0,578
22	−0,117	−0,675	−0,157	−0,125	−0,656	−0,310	−0,071	−0,690	−0,730
23	−0,083	−0,500	−0,165	−0,083	−0,500	−0,315	−0,083	−0,500	−0,781
24	−0,049	−0,325	−0,157	−0,041	−0,343	−0,310	−0,095	−0,309	−0,730
25	−0,018	−0,173	−0,135	−0,008	−0,199	−0,290	−0,058	−0,140	−0,578
26	−0,001	−0,061	−0,107	+0,020	−0,072	−0,216	+0,092	−0,023	−0,304
27	+0,050	0,000	0,000	+0,148	0,000	0,000	+0,431	0,000	0,000
28	−0,045	−1,000	0,000	+0,115	−1,000	0,000	+0,557	−1,000	0,000
29	−0,142	−0,971	−0,141	−0,047	−0,937	0,318	+0,596	−0,957	−0,488
30	−0,129	−0,872	−0,203	−0,111	−0,846	−0,418	+0,398	−0,821	−0,882
31	−0,106	−0,702	−0,247	−0,105	−0,694	−0,471	+0,158	−0,663	−1,081
32	−0,083	−0,500	−0,260	−0,083	−0,500	−0,489	−0,083	−0,509	−1,146
33	−0,060	−0,298	−0,247	−0,061	−0,305	−0,471	−0,325	−0,337	−1,081
34	−0,037	−0,128	−0,203	−0,055	−0,153	−0,418	−0,565	−0,179	−0,882
35	−0,025	−0,028	−0,141	−0,120	−0,062	−0,318	−0,763	−0,043	−0,488
36	−0,122	0,000	0,000	−0,281	0,000	0,000	−0,723	0,000	0,000
37	+0,104	−1,000	0,000	+0,878	−1,000	0,000	+3,051	−1,000	0,000
38	−0,092	−1,091	−0,164	+0,132	−1,213	−0,328	+1,699	−0,960	−0,656
39	−0,092	−0,944	−0,281	−0,013	−1,093	−0,562	+1,012	−0,904	−1,125
40	−0,087	−0,759	−0,351	−0,023	−0,829	−0,703	+0,476	−0,704	−1,406
41	−0,083	−0,500	−0,375	−0,083	−0,500	−0,750	−0,083	−0,500	−1,500
42	−0,079	−0,241	−0,351	−0,144	−0,170	−0,703	−0,643	−0,296	−1,406
43	−0,074	−0,056	−0,281	−0,180	−0,093	−0,562	−1,179	−0,096	−1,125
44	−0,074	+0,091	−0,164	−0,298	+0,213	−0,328	−1,832	−0,037	−0,656
45	−0,027	0,000	0,000	−1,045	0,000	0,000	−3,218	0,000	0,000

Таблицу можно использоаать также и при расположении нагрузки по нижнему краю путем взаимной перестановки нумерации точек относительно оси X и изменения знаков напряжений.

Толщина стенки и интенсивность нагрузки приняты раавными единице.

Решения приведены для соотношений $a/b = 0{,}5$; 1,0 и 2, 0 (a — полупролет, b — половина высоты балки-стенки).

Заметим, что решение В. А. Лазаряна соответствует следующим граничным условиям в отношении перемещений торцовых сечений: а) перемещения вдоль оси балки равны нулю и б) на перемещения вдоль торцовых сечений ограничения не накладываются. В условиях реальных защемлений граничные условия, принятые в решениях М. И. Длугача (табл. 15.5), более соответствуют действительности.

Табл. 15.5—15.13 составлены М. И. Длугачем на основе метода решения смешанных задач теории упругости, сочетающего метод сеток с методом сил.

При пользовании таблицами под нагрузками q (*кг/см*) и P (*кг*) следует понимать нагрузки, относящиеся к толщине балок-стенок, равной 1 *см*. При этом напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} получаются в *кг/см*^{2}, а усилия Z_x и Z_y в *кг*. Усилия Z_x и Z_y представляют собой объемы эпюр растягивающих напряжений, т. е. равнодействующие этих напряжений.

Табл. 15.5—15.9 составлены для случая неизменяемости положения опорных сечений, т. е. в предположении, что опорные конструкции, создающие защемление балки-стенки, воспринимают распор (защемление в массивные опоры, средние пролеты неразрезных балок-стенок и т. д.).

Коэффициент Пуассона принят равным 1/6.

Нагрузка от собственного веса балки-стенки γ (*кг/см*^{3}) представляет собой вес 1 *см*^{2} балки-стенки, имеющей толщину 1 *см*.

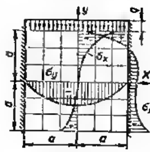


Таблица 15.5. **Квадратная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная равномерно распределенной нагрузкой**

Напряжения	y/a	x/a				Множитель
		0	1/3	2/3	1,0	
σ_x	1,0 2/3 1/3 0 —1/3 —2/3 —1,0	—0,693 —0,209 —0,038 0,009 0,027 0,077 0,261	—0,574 —0,156 —0,038 —0,006 0,008 0,043 0,176	—0,122 —0,032 —0,068 —0,062 —0,044 —0,046 —0,073	1,084 —0,048 —0,192 —0,160 —0,118 —0,139 —0,465	q
Z_x	—	0,041	0,023	—	0,090	$2qa$
σ_y	1 2/3 1/3 0 —1/3 —2/3 —1,0	—1,0 —0,882 —0,657 —0,433 —0,240 —0,085 0	—1,0 —0,883 —0,595 —0,387 —0,218 —0,082 0	—1,0 —0,623 —0,387 —0,246 —0,148 —0,072 0	—1,0 —0,008 —0,032 —0,027 —0,020 —0,023 0	q
Напряжения	y/a	x/a				Множитель
		1/6	1/2	5/6	1,0	
τ_{xy}	±1,0 5/6 1/2 1/6 —1/6 —1/2 —5/6	0 0,059 0,112 0,112 0,096 0,077 0,043	0 0,226 0,360 0,321 0,265 0,213 0,125	0 0,603 0,586 0,462 0,363 0,290 0,196	0 1,099 0,574 0,465 0,366 0,288 0,208	q

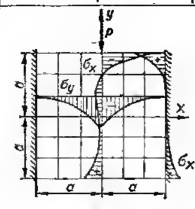


Таблица 15.6. **Квадратная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная сосредоточенной силой в середине пролета**

Напряжения	y/a	x/a				Множитель
		0	1/3	2/3	1,0	
σ_x	1,0 2/3 1/3 0 —1/3 —2/3 —1/0	—3,038 0,130 0,286 0,170 0,101 0,147 0,441	—0,390 —0,392 —0,104 —0,010 0,018 0,073 0,287	0,654 —0,138 —0,238 —0,168 —0,101 —0,085 —0,130	1,511 0,074 —0,252 —0,249 —0,193 —0,228 —0,748	$\frac{P}{2a}$

Продолжение табл. 15.6

Напряжения	y/a	x/a: 0	1/3	2/3	1,0	Множитель
Z_x	—	0,176	0,038	0,055	0,138	P
σ_y	1,0 2/3 1/3 0 —1/3 —2/3 —1,0	—6,0 —3,352 —1,748 —0,925 —0,457 —0,154 0	0 —0,802 —0,828 —0,697 —0,346 —0,131 0	0 —0,093 —0,230 —0,246 —0,187 —0,101 0	0 0,012 —0,042 —0,042 —0,032 —0,038 0	$\frac{P}{2a}$
Напряжения	**y/a**	**x/a: 1/6**	**1/2**	**5/6**	**1,0**	**Множитель**
τ_{xy}	±1,0 5/6 1/2 1/6 —1/6 —1/2 —5/6	0 1,324 0,802 0,411 0,234 0,151 0,077	0 0,522 0,776 0,642 0,485 0,366 0,208	0 0,429 0,640 0,626 0,544 0,452 0,309	0 0,435 0,613 0,626 0,549 0,449 0,328	$\frac{P}{2a}$

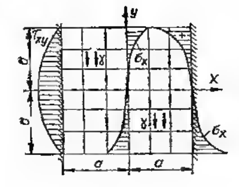


Таблица 15.7. Квадратная балка-стенка, защемленная по боковым сторонам и загруженная собственным весом

Напряжения	y/a	x/a: 0	1/3	2/3	1,0	Множитель
σ_x	1,0 2/3 1/3 0 —1/3 —2/3 —1,0	—0,756 —0,211 —0,047 0 0,047 0,211 0,756	—0,542 —0,131 —0,028 0 0,028 0,131 0,542	0,159 0,073 0,011 0 —0,011 —0,073 —0,159	1,520 0,284 0,049 0 —0,049 —0,284 —1,520	γa
Z_x	—	0,053	0,036	0,014	0,091	$4\gamma a^2$
σ_y	1,0 2/3 1/3 0 —1/3 —2/3 —1/0	0 —0,119 —0,078 0 0,078 0,119 0	0 —0,090 —0,056 0 0,056 0,090 0	0 —0,004 0 0 0 0,004 0	0 0,048 0,008 0 —0,008 —0,048 0	γa

Продолжение табл. 15.7

Напряжения	y/a	x/a				Множитель
		1/6	1/2	5/6	1,0	
τ_{xy}	±1,0 5/6 1/2 1/6 —1/6 —1/2 —5/6	0 0,107 0,187 0,206 0,206 0,187 0,107	0 0,350 0,555 0,595 0,595 0,555 0,350	0 0,580 0,891 0,929 0,929 0,891 0,680	0 0,871 1,038 1,091 1,091 1,038 0,871	γa

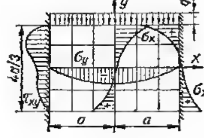


Таблица 15.8. **Балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, защемленная по боковым сторонам и загруженная равномерно распределенной нагрузкой**

Напряжения	y/a	x/a				Множитель
		0	1/3	2/3	1,0	
σ_x	2/3	—0,855	—0,680	—0,070	1,356	q
	1/3	—0,251	—0,178	—0,005	0,022	
	0	—0,022	—0,024	—0,055	—0,174	
	—1/3	0,149	0,083	—0,090	—0,284	
	—2/3	0,570	0,384	—0,162	—1,014	
Z_x	—	0,072	0,046	—	0,117	2qa
σ_y	2/3	—1,0	—1,0	—1,0	—1,0	q
	1/3	—0,824	—0,783	—0,592	0,004	
	0	—0,503	—0,487	—0,329	—0,029	
	—1/3	—0,186	—0,180	—0,154	—0,047	
	—2/3	0	0	0	0	

Напряжения	y/a	x/a				Множитель
		1/6	1/2	5/6	1,0	
τ_{xy}	2/3	0	0	0	0	q
	1/2	0,088	0,305	0,713	1,215	
	1/6	0,161	0,477	0,740	0,774	
	—1/6	0,159	0,446	0,621	0,612	
	—1/2	0,093	0,111	0,426	0,450	
	—2/3	0	0	0	0	

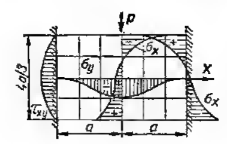


Таблица 15.9. **Балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, защемленная по боковым сторонам и загруженная сосредоточенной силой в середине пролета**

Напряжения	y/a	x/a = 0	1/3	2/3	1,0	Множитель
σ_x	2/3	—3,311	—0,564	0,742	1,955	$\frac{P}{2a}$
	1/3	0,058	—0,428	—0,091	0,189	
	0	0,308	—0,081	—0,214	—0,225	
	—1/3	0,400	0,138	—0,218	—0,463	
	—2/3	1,108	0,631	—0,370	—1,632	
Z_x	—	0,220	0,076	0,062	0,194	P
σ_y	2/3	—6,0	0	0	0	$\frac{P}{2a}$
	1/3	—3,252	—0,721	—0,046	0,032	
	0	—1,476	—0,620	—0,149	—0,037	
	—1/3	—0,477	—0,262	—0,130	—0,077	
	—2/3	0	0	0	0	

Напряжения	y/a	x/a = 1/6	1/2	5/6	1,0	Множитель
τ_{yx}	2/3	0	0	0	0	$\frac{P}{2a}$
	1/2	1,374	0,653	0,607	0,622	
	1/6	0,888	0,990	0,881	0,852	
	—1/6	0,500	0,857	0,875	0,856	
	—1/2	0,238	0,500	0,631	0,670	
	—2/3	0	0	0	0	

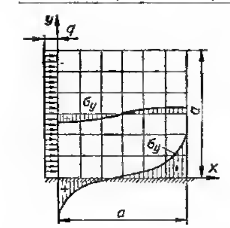


Таблица 15.10 **Консольная балка-стенка с отношением сторон 1 : 1, загруженная равномерно распределенной нагрузкой**

Напряжения	y/a	x/a = 0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	Множитель
σ_x	1	—1	—1,004	—0,834	—0,537	—0,225	—0,021	0	q
	5/6	—1	—0,917	—0,742	—0,516	—0,286	—0,097	0	
	2/3	—1	—0,904	—0,715	—0,498	—0,285	—0,101	0	
	1/2	—1	—0,880	—0,671	—0,463	—0,272	—0,101	0	
	1/3	—1	—0,789	—0,552	—0,384	—0,253	—0,119	0	
	1/6	—1	—0,511	—0,295	—0,234	—0,219	—0,171	0	
	0	—1	0,234	0,074	—0,020	—0,111	—0,243	0	

Продолжение табл. 15.10

Напряжения	y/a	x/a = 0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	Множитель
σ_y	1	0	0	0	0	0	0	0	q
	5/6	—0,004	0,086	0,064	0,007	—0,054	—0,092	—0,021	
	2/3	0,157	0,266	0,178	0,019	—0,150	—0,275	—0,236	
	1/2	0,511	0,539	0,319	0,028	—0,274	—0,541	—0,652	
	1/3	1,105	0,900	0,460	0,019	—0,418	—0,878	—1,272	
	1/6	2,121	1,288	0,531	—0,028	—0,558	—1,230	—2,128	
	0	4,115	1,403	0,447	—0,121	—0,664	—1,459	—3,327	

Усилия	y/a = 0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	Множитель
Z_y	0,651	0,480	0,322	0,193	0,090	0,026	0	qa

Напряжения	y/a	x/a = 1/12	1/4	5/12	7/12	3/4	11/12	Множитель
τ_{xy}	11/12	—0,002	0,085	0,149	0,156	0,102	0,010	q
	3/4	0,081	0,260	0,374	0,386	0,291	0,108	
	7/12	0,177	0,460	0,591	0,599	0,475	0,208	
	5/12	0,297	0,658	0,799	0,790	0,645	0,309	
	1/4	0,508	0,896	0,967	0,920	0,781	0,428	
	1/12	0,997	1,112	1,028	0,935	0,829	0,600	
	0	1,614	1,032	0,961	0,890	0,762	0,721	

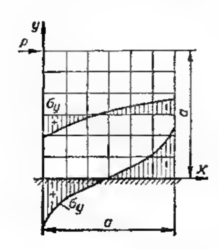


Таблица 15.11. **Консольная балка-стенка с отношением сторон 1 : 1, загруженная сосредоточенной силой**

Напряжения	y/a	x/a = 0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	Множитель
σ_x	1	—12	—8,578	—5,335	—2,921	—1,219	—0,220	0	$\frac{P}{a}$
	5/6	0	—1,545	—1,903	—1,500	—0,876	—0,320	0	
	2/3	0	—0,078	—0,370	—0,469	—0,359	—0,148	0	
	1/2	0	0,163	0,118	—0,003	—0,068	—0,045	0	
	1/3	0	0,192	0,238	0,124	—0,012	—0,056	0	
	1/6	0	0,279	0,274	0,096	—0,115	—0,207	0	
	0	0	0,556	0,228	—0,018	—0,246	—0,534	0	

Продолжение табл. 15.11

Напряжения	y/a	x/a: 0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	Множитель
σ_y	1	0	0	0	0	0	0	0	$\frac{P}{a}$
	5/6	3,422	—0,089	—0,414	—0,357	—0,351	—0,389	—0,220	
	2/3	3,754	1,008	—0,067	—0,492	—0,770	—1,015	—1,081	
	1/2	3,930	1,891	0,473	—0,420	—1,088	—1,702	—2,237	
	1/3	4,433	2,566	0,937	—0,290	—1,318	—2,370	—3 483	
	1/6	5,321	3,093	1,241	—0,182	—1,456	—2,937	—4,840	
	0	6,767	3,337	1,372	—0,105	—1,476	—3,205	—6,612	

Усилия	y/a: 0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	1	Множитель
Z_y	1,349	1,165	0,953	0,721	0,481	0,285	0	P

Напряжения	y/a	x/a: 1/12	1/4	5/12	7/12	3/4	11/12	Множитель
τ_{xy}	11/12	1,711	1,622	1,207	0,851	0,499	0,110	$\frac{P}{a}$
	3/4	1,166	1,263	1,610	1,474	1,056	0,430	
	7/12	0,088	0,971	1,512	1,585	1,266	0,578	
	5/12	0,252	0,926	1,390	1,519	1,290	0,623	
	1/4	0,444	0,972	1,276	1,384	1,246	0,679	
	1/12	0,723	0,967	1,097	1,173	1,154	0,886	
	0	0,001	0,803	1,974	1,059	1,010	1,153	

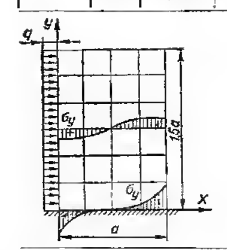


Таблица 15.12. **Консольная балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, загруженная равномерно распределенной нагрузкой**

Напряжения	y/a	x/a: 0	1/4	1/2	3/4	1	Множитель
σ_x	3/2	—1,0	—0,901	—0,507	—0,108	0	q
	5/4	—1,0	—0,821	—0,506	—0,186	0	
	1,0	—1,0	—0,825	—0,507	—0,186	0	
	3/4	—1,0	—0,818	—0,501	—0,187	0	
	1/2	—1,0	—0,747	—0,459	—0,204	0	
	1/4	—1,0	—0,472	—0,320	—0,262	0	
	0	—1,0	0,373	—0,019	—0,395	0	
σ_y	3/2	0	0	0	0	0	
	5/4	0,099	0,147	0,003	—0,146	—0,108	
	1,0	0,555	0,431	0,011	—0,426	—0,587	
	3/4	1,361	0,858	0,023	—0,842	—1,438	
	1/2	2,532	1,420	0,031	—1,386	—2,663	
	1/4	4,208	2,017	0,006	—1,979	—4,296	
	0	6,904	2,237	—0,112	—2,369	—6,453	

Продолжение табл. 15.12

Усилия	y/a							Множитель
	0	1/4	1/2	3/4	1,0	5/4	3/2	
Z_y	1,422	1,032	0,679	0,390	0,180	0,050	0	qa

Напряжения	y/a	x/a				Множитель
		1/8	3/8	5/8	7/8	
τ_{xy}	11/8	0,050	0,197	0,200	0,054	q
	9/8	0,228	0,512	0,520	0,240	
	7/8	0,403	0,830	0,842	0,425	
	5/8	0,585	1,147	1,166	0,612	
	3/8	0,838	1,435	1,410	0,817	
	1/8	1,366	1,587	1,469	1,078	
	0	2,002	1,392	1,280	1,326	

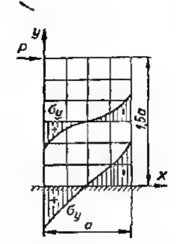


Таблица 15.13. **Консольная балка-стенка с отношением сторон 1,5 : 1, загруженная сосредоточенной силой**

Напряжения	y/a	x/a					Множитель
		0	1/4	1/2	3/4	1	
σ_x	3/2	−8,0	−5,437	−2,689	−0,713	0	$\frac{P}{a}$
	5/4	0	−0,847	−0,828	−0,377	0	
	1,0	0	−0,021	−0,068	−0,054	0	
	3/4	0	0,113	0,096	−0,035	0	
	1/2	0	0,104	0,080	0	0	
	1/4	0	0,190	0,037	−0,145	0	
	0	0	0,575	−0,001	−0,574	0	
σ_y	3/2	0	0	0	0	0	
	5/4	2,563	0,092	−0,386	−0,631	−0,713	
	1,0	3,433	1,050	−0,339	−1,338	−2,180	
	3/4	4,344	1,896	−0,188	−2,005	−3,753	
	1/2	5,480	2,616	−0,082	−2,646	−5,257	
	1/4	6,826	3,205	−0,029	−3,208	−6,761	
	0	8,551	3,451	−0,007	−3,442	−8,556	

Усилия	y/a							Множитель
	0	1/4	1/2	3/4	1,0	5/4	3/2	
Z_y	1,932	1,654	1,339	1,017	0,692	0,343	0	P

Продолжение табл. 15.13

Напряжения	y/a	x/a 1/8	3/8	5/8	7/8	Множитель
τ_{xy}	11/8	1,282	1,374	0,988	0,357	$\frac{P}{a}$
	9/8	0,435	1,392	1,440	0,733	
	7/8	0,456	1,304	1/454	0,787	
	5/8	0,568	1,287	1,393	0,752	
	3/8	0,673	1,262	1,314	0,752	
	1/8	0,863	1,109	1,131	0,897	
	0	1,150	0,821	0,845	1,184	

При пользовании таблицами размеры a берутся в *см*.

Табл. 15.5—15.9 можно пользоваться также и при расположении нагрузки по нижнему краю, а табл. 15.10—15.13 — при действии нагрузок не на левую, а на правую грань балки-стенки. Для этого необходимы соответствующие перемены координат точек и изменение знака напряжений.

По найденным с помощью таблиц значениям нормальных и касательных напряжений в любой точке балки-стенки главные растягивающие напряжения могут быть определены по формуле

$$\sigma_{макс} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}\,.$$

Главные растягивающие напряжения направлены под углом к вертикали, определяемым по формуле

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}\,.$$

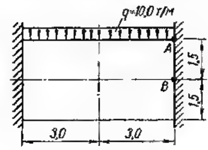


Рис. 15.1. Расчетная схема балки-стенки.

В этих формулах σ_x — нормальные напряжения в сечениях, перпендикулярных к изогнутой оси;

σ_y — то же, в сечениях, параллельных изогнутой оси.

Пример. Определить нормальные и главные растягивающие напряжения в точках A и B балки-стенки, изображенной на рис. 15.1. Толщина стенки 10 *см*.

Для расчета пользуемся данными табл. 15.4. Точки A и B соответствуют точкам 37 и 41 таблиц.

Нагрузка, приведенная к единице толщины стенки,

$$q' = \frac{10,0}{0,1} = 100\ т/м^2.$$

Пользуясь табл. 15.4 при $\alpha = \frac{3,0}{1,5} = 2,0$, находим:

в точке A (37)

$$\sigma_x = +3,051 \cdot 100 = +305\ т/м^2 = +30,5\ кг/см^2;$$

$$\sigma_y = -1,000 \cdot 100 = -100\ т/м^2 = -10,0\ кг/см^2;$$

$$\tau_{xy} = 0;$$

в точке B (41)

$$\sigma_x = -0,083 \cdot 100 = -8\ т/м^2 = -0,8\ кг/см^2;$$

$$\sigma_y = -0,500 \cdot 100 = -50\ т/м^2 = -5,0\ кг/см^2;$$

$$\tau_{xy} = -1,500 \cdot 100 = -150\ т/м^2 = -15,0\ кг/см^2.$$

Определяем главные растягивающие напряжения в точке B

$$\sigma_{макс} = \frac{1}{2}(-0,8 - 5,0) + \frac{1}{2}\sqrt{(-0,8 + 5,0)^2 + 4 \cdot 15,0^2} = 12,2\ кг/см^2.$$

Угол наклона траекторий главных растягивающих напряжений к вертикальной грани:

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2\,(-15{,}0)}{-0{,}8+5{,}0} = 7{,}1;$$

$$2\varphi = 82^\circ; \quad \varphi = 41^\circ.$$

МНОГОПРОЛЕТНЫЕ БАЛКИ-СТЕНКИ

Табл. 15.14 и 15.15 позволяют определить напряжения σ_x, а также изгибающие моменты M, равнодействующие растягивающих напряжений Z (т. е. объемы эпюр растягивающих напряжений), равнодействующие $Z_н$ растягивающих напряжений в предположении линейного закона распределения нормальных напряжений (по эпюре Навье), плечи внутренних пар d и расстояния d_0 от нижней плоскости балки-стенки до линии действия Z (для сечения в пролете) или до линии действия D (на опоре).

Значения плеч внутренних пар d даны в двух строчках: в виде функций от $a = 0{,}5L$ и $B = 2b$.

Необходимые множители к табличным значениям указаны в таблицах.

Толщина стенки принята равной единице.

Рис. 15.2. Зависимость плеча внутренней пары от соотношения размеров балки-стенки.

В табл. 15.14 и 15.15 приведены для сравнения значения напряжений σ_x по гипотезе Навье, т. е. в предположении, что эпюра σ_x прямолинейна. Расхождение значений плеч внутренних пар при криволинейной эпюре напряжений и по гипотезе Навье сказывается уже при $b = 0{,}45\,a$ (рис. 15.2).

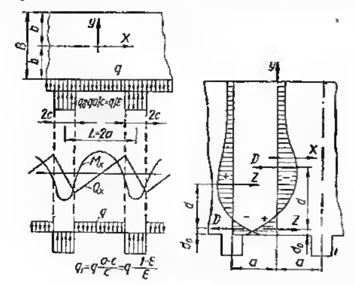


Таблица 15.14. **Многопролетная балка-стенка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой (толщина стенки равна единице)**

Горизонтальные напряжения σ_x (множитель q)

$\frac{a}{b}$	y	В пролете				На опоре			
		$\varepsilon = \frac{c}{a}$							
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20
1,0	+1,00b	−0,060	−0,088	−0,092	−0,093	+0,060	+0,088	+0,092	+ 0,094
	+0,75b	−0,031	−0,045	−0,047	−0,049	+0,031	+0,045	+0,047	+ 0,049
	+0,50b	−0,042	−0,062	−0,064	−0,065	+0,042	+0,062	+0,064	+ 0,067
	+0,25b	−0,070	−0,088	−0,103	−0,104	+0,070	+0,108	+0,113	+ 0,115
	0,00	−0,115	−0,156	−0,162	−0,163	+0,115	+0,186	+0,199	+ 0,202
	−0,25b	−0,162	−0,194	−0,192	−0,199	+0,162	+0,295	+0,317	+ 0,332
	−0,50b	−0,136	−0,110	−0,106	−0,104	+0,136	+0,396	+0,476	+ 0,500
	−0,75b	−0,178	+0,277	+0,272	+0,292	+0,178	+0,169	+0,483	+ 0,620
	−1,00b	+1,001	+1,002	+1,002	+1,002	−1,001	−4,002	−9,002	−19,002
	Навье	±0,187	±0,240	±0,248	±0,250	±0,187	±0,360	±0,428	± 0,463

Продолжение табл. 15.14

$\frac{a}{b}$	y	В пролете				На опоре			
		$\varepsilon = \frac{c}{a}$							
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20
1,5	+1,00b	−0,330	−0,470	−0,495	−0,602	+0,330	+0,496	+0,525	+ 0,533
	+0,75b	−0,183	−0,269	−0,286	−0,286	+0,185	+0,274	+0,287	+ 0,292
	+0,50b	−0,144	−0,196	−0,204	−0,206	+0,144	+0,228	+0,244	+ 0,247
	+0,25b	−0,147	−0,185	−0,188	−0,190	+0,147	+0,250	+0,271	+ 0,276
	0,00	−0,154	−0,169	−0,168	−0,168	+0,154	+0,315	+0,354	+ 0,363
	−0,25b	−0,122	−0,089	−0,083	−0,081	+0,122	+0,374	+0,456	+ 0,480
	−0,60b	+0,030	+0,127	+0,139	+0,140	−0,030	+0,385	+0,533	+ 0,607
	−0,75b	+0,407	+0,512	+0,523	+0,531	−0,407	−0,083	+0,156	+ 0,440
	−1,00b	+1,042	+1,062	+1,065	+1,056	−1,042	−4,062	−9,065	−19,066
	Навье	±0,422	±0,540	±0,556	±0,563	±0,422	±0,810	±0,962	± 1,041
2,0	+1,00b	−0,746	−1,032	−1,065	−1,070	+0,746	+1,175	+1,250	+ 1,250
	+0,75b	−0,458	−0,636	−0,658	−0,665	+0,458	+0,717	+0,760	+ 0,760
	+0,50b	−0,304	−0,403	−0,417	−0,448	+0,304	+0,604	+0,542	+ 0,570
	+0,25b	−0,210	−0,245	−0,249	−0,250	+0,210	+0,414	+0,463	+ 0,478
	0,00	−0,129	−0,103	−0,095	−0,081	+0,192	+0,385	+0,454	+ 0,488
	−0,25b	−0,001	+0,091	+0,105	+0,107	+0,001	+0,330	+0,486	+ 0,540
	−0,50b	+0,240	+0,374	+0,382	+0,377	−0,240	+0,124	+0,394	+ 0,568
	−0,75b	+0,847	+0,735	+0,783	+0,785	−0,647	−0,750	−0,445	+ 0,185
	−1,00b	+1,204	+1,289	+1,313	+1,317	−1,204	−4,302	−9,317	−19,32
	Навье	±0,750	±0,960	±0,990	±1,000	±0,750	±1,440	±1,710	± 1,850

Изгибающие моменты, плечи внутренних пар и равнодействующие растягивающих напряжений

$\frac{a}{b}$		В пролете				На опоре				Множитель
		$\varepsilon = \frac{c}{a}$								
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	
0 ($b = \infty$)	M	0,125	0,160	0,165	0,166	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2 = 0{,}25qL^2$
	$Z_н$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	$qa = 0{,}5qL$
	Z	0,143	0,171	0,176	0,177	0,143	0,322	0,422	0,495	$qa = 0{,}5qL$
	d	0,874	0,930	0,936	0,938	0,874	0,746	0,674	0,612	$a = 0{,}5L$
	d	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	$B = 2b$
	d_0	0,108	0,121	0,122	0,122	0,108	0,059	0,038	0,024	$a = 0{,}5L$
1,0	M	0,125	0,160	0,165	0,166	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2 = 0{,}25qL^2$
	$Z_н$	0,094	0,120	0,124	0,125	0,094	0,180	0,214	0,232	$qa = 0{,}5qL$
	Z	0,144	0,172	0,177	0,178	0,144	0,324	0,424	0,497	$qa = 0{,}5qL$
	d	0,870	0,924	0,932	0,934	0,870	0,740	0,682	0,612	$a = 0{,}5L$
	d	0,435	0,462	0,466	0,467	0,435	0,370	0,341	0,312	$B = 2b$
	d_0	0,109	0,121	0,123	0,124	0,109	0,059	0,036	0,021	$a = 0{,}5L$
1,5	M	0,125	0,160	0,165	0,156	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2 = 0{,}25qL^2$
	$Z_н$	0,141	0,180	0,185	0,187	0,141	0,270	0,321	0,348	$qa = 0{,}5qL$
	Z	0,151	0,182	0,186	0,187	0,151	0,351	0,428	0,498	$qa = 0{,}5qL$
	d	0,828	0,880	0,888	0,890	0,828	0,686	0,656	0,620	$a = 0{,}5L$
	d	0,620	0,660	0,666	0,667	0,620	0,515	0,492	0,465	$B = 2b$
	d_0	0,111	0,122	0,124	0,125	0,111	0,059	0,036	0,021	$a = 0{,}5L$
2,0	M	0,125	0,160	0,165	0,166	0,125	0,240	0,285	0,309	$qa^2 = 0{,}25qL^2$
	$Z_н$	0,188	0,240	0,247	0,249	0,188	0,360	0,428	0,464	$qa = 0{,}5qL$
	Z	0,186	0,235	0,239	0,240	0,186	0,375	0,458	0,515	$qa = 0{,}5qL$
	d	0,674	0,882	0,690	0,692	0,674	0,640	0,622	0,600	$a = 0{,}5L$
	d	0,674	0,682	0,690	0,692	0,674	0,640	0,622	0,600	$B = 2b$
	d_0	0,114	0,127	0,128	5,129	0,114	0,062	0,039	0,022	$a = 0{,}5L$

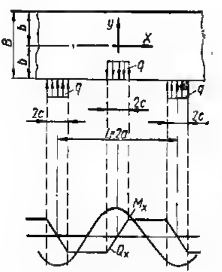


Таблица 15.15. **Многопролетная балка-стенка, загруженная равномерно распределенной на участке нагрузкой**

(Толщина стенки равна единице).

$$P = q \cdot 2c.$$

В таблице даны напряжения σ_x, изгибающие моменты, равнодействующие растягивающих напряжений и плечи внутренних пар, вычисленные для сечений в серединах пролетов.

Значения σ_x, M и Z на опорах равны табличным значениям σ_x, M и Z, взятым с обратным знаком.

	y/b	$a = b$				$a = 1,5b$				$a = 2b$				Множитель
		$\varepsilon = \frac{c}{a}$												
		1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	1/2	1/5	1/10	1/20	
σ_x	+1,00	−0,060	−0,088	−0,092	−0,094	−0,330	−0,483	−0,610	− 0,617	−0,746	−1,100	−1,104	− 1,180	$\frac{P}{a}$
	+0,76	−0,031	−0,045	−0,047	−0,048	−0,185	−0,272	−0,285	− 0,294	−0,458	−0,680	−0,704	− 0,712	
	+0,50	−0,042	−0,062	−0,065	−0,066	−0,144	−0,213	−0,223	− 0,230	−0,304	−0,454	−0,480	− 0,484	
	+0,25	−0,070	−0,103	−0,108	−0,110	−0,147	−0,218	−0,229	− 0,233	−0,210	−0,330	−0,356	− 0,364	
	0,00	−0,115	−0,171	−0,193	−0,196	−0,154	−0,243	−0,243	− 0,267	−0,129	−0,244	−0,280	− 0,292	
	−0,26	−0,162	−0,245	−0,260	−0,266	−0,122	−0,233	−0,267	− 0,282	−0,001	−0,116	−0,190	− 0,214	
	−0,50	−0,136	−0,251	−0,292	−0,303	+0,030	−0,098	−0,198	− 0,233	+0,240	+0,168	+0,006	− 0,056	
	−0,75	−0,178	−0,054	−0,105	−0,190	+0,407	+0,440	+0,302	+ 0,143	+0,647	+0,990	+ 0,710	+ 0,406	
	−1,00	+1,001	+2,500	+5,002	+10,002	+1,042	+2,570	+5,050	+10,010	+1,204	+2,800	+ 5,320	+10,320	
	Навье	±0,875	±0,300	±0,338	±0,356	±0,422	±0,675	±0,760	± 0,802	±0,750	±1,200	±1,350	± 1,424	
	M	0,125	0,200	0,225	0,238	0,125	0,200	0,225	0,238	0,125	0,200	0,225	0,238	$Pa=0,5PL$
	$Z_н$	0,094	0,150	0,169	0,178	0,141	0,225	0,253	0,268	0,188	0,300	0,338	0,357	P
	Z	0,144	0,241	0,276	0,298	0,151	0,244	0,278	0,303	0,186	0,289	0,320	0,333	P
	d	0,870	0,830	0,816	0,790	0,828	0,820	0,808	0,788	0,674	0,692	0,704	0,716	$a=0,5L$
	d	0,435	0,415	0,408	0,395	0,620	0,615	0,606	0,591	0,674	0,692	0,704	0,716	$B=2b$
	d_0	0,109	0,068	0,043	0,026	0,111	0,072	0,044	0,026	0,114	0,077	0,048	0,028	$a=0,5L$

ЛИТЕРАТУРА
К РАСЧЕТУ БАЛОК-СТЕНОК

Бай Г. Расчет балок-стенок. М., ОНТИ, 1935.

Варвак П. М. Развитие и приложение метода сеток к расчету пластинок. Ч. I и II. Киев, изд-во АН УССР, 1949 и 1952.

Гольденблат И. И. Расчет и конструирование железобетонных балок-стенок. М., Стройиздат, 1940.

Длугач М. И. Метод сил в застосуванні до теорії пружності. «Прикладна механіка». Т. I. Київ, вид-во АН УРСР, 1955.

Длугач М. И. Расчет защемленных балок-стенок. Сб. трудов института строительной механики, № 21. Киев, изд-во АН УССР, 1956.

Длугач М. И. Метод сеток в смешанной плоской задаче теории упругости. Киев, «Наукова думка», 1964.

Жемочкин Б. Н. Теория упругости. М., Стройвоенмориздат, 1948.

Калманок А. С. Строительная механика пластинок. М., Машстройиздат, 1950.

Калманок А. С. Расчет балок-стенок. М., Госстройиздат, 1956.

Китовер К. А. Изгиб высоких балок. Инженерный сборник. Отделение технических наук. Институт механики АН СССР, т. XIV. М., Изд-во АН СССР, 1953.

Лазарян В. А. Об одном случае плоского изгиба короткой балки. Сб. трудов Киевского строительного института. Вып. 3, 1936.

Литвиненко В. И. Железобетонные бункеры и силосы. Л., Госстройиздат, 1953.

Малиев А. С., Николаева М. В. Исследование напряженного состояния высокой балки, свободно лежащей на двух опорах. Труды Ленинградского ин-та сооружений. Вып. 2. Л., ОНТИ, 1935.

Пратусевич Я. А. Вариационные методы в строительной механике. М., Госстройиздат, 1948.

Сахновский К. В. Железобетонные конструкции. М., Госстройиздат, 1939.

Глава 16

СТОЙКИ *

СТУПЕНЧАТЫЕ СТОЙКИ СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ С ВЕРХНЕЙ ШАРНИРНОЙ И НИЖНЕЙ ЗАЩЕМЛЕННОЙ ОПОРАМИ

В табл. 16.1—16.9 приводятся коэффициенты k для определения горизонтальной реакции R_B в верхней шарнирной опоре стойки со ступенчатым изменением сечения от всех практически встречающихся схем нагрузок, взаимного смещения опорных сечений на $\Delta = 1$ и поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$.

Коэффициенты k определяются по таблицам в зависимости от схемы воздействия на стойку и значения параметров (рис. 16.1):

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H_в + H_н} = \frac{H_в}{H},$$

где $I_в$ — момент инерции поперечного сечения верхней части стойки;

$I_н$ — момент инерции поперечного сечения нижней части стойки;

$H_в$, $H_н$ — соответственно длина верхней и нижней частей стойки;

H — общая длина стойки.

Рис. 16.1. Расчетная схема стойки со ступенчатым изменением сечения.

Данные для определения углов поворота верха стоек при действии единичной горизонтальной силы и изгибающего момента приведены в табл. 16.10 и 16.11.

В табл. 16.12 приведены формулы для определения опорной реакции R_B в стойках с дважды изменяющимся сечением.

После определения горизонтальной реакции в верхней опоре изгибающие моменты в стойке определяются, как в консоли, от действия внешней нагрузки и реакции R_B.

* Литература для расчета стоек указана в разделе I.

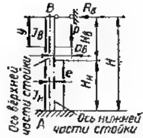


Таблица 16.1. **Коэффициенты k_1 для определения опорной реакции R_B от действия момента $M_B = P \cdot a_B$**

$n = \frac{I_в}{I_н}$; $\lambda = \frac{H_в}{H}$; $R_B = \frac{P}{H}(k_1 a_в - \bar{k}_1 e)$, где $\bar{k}_1$ — коэффициент k_1, соответствующий значению $y = 1{,}0H_в$.

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0	0,10	1,752	1,620	1,554	1,531	1,520	1,513	1,509	1,506	1,503	1,502	1,500
	0,15	2,012	1,741	1,613	1,566	1,543	1,529	1,519	1,512	1,507	1,503	1,600
	0,20	2,292	1,903	1,686	1,610	1,571	1,548	1,532	1,521	1,512	1,505	1,500
	0,25	2,530	2,055	1,765	1,658	1,603	1,569	1,546	1,630	1,520	1,508	1,500
	0,30	2,687	2,184	1,841	1,707	1,636	1,592	1,562	1,539	1,523	1,510	1,500
	0,40	2,735	2,322	1,959	1,775	1,697	1,635	1,592	1,570	1,535	1,516	1,500
	0,50	2,556	2,294	2,000	1,839	1,737	1,567	1,615	1,576	1,545	1,521	1,500
$0{,}2H_в$	0,10	1,740	1,614	1,551	1,529	1,519	1,512	1,508	1,505	1,503	1,500	1,499
	0,15	1,985	1,737	1,607	1,562	1,539	1,524	1,517	1,510	1,506	1,502	1,499
	0,20	2,250	1,881	1,674	1,602	1,565	1,543	1,528	1,517	1,509	1,503	1,498
	0,25	2,472	2,038	1,747	1,646	1,594	1,562	1,540	1,525	1,513	1,504	1,496
	0,30	2,615	2,141	1,817	1,691	1,623	1,582	1,553	1,531	1,517	1,505	1,495
	0,40	2,648	2,261	1,920	1,765	1,675	1,617	1,577	1,548	1,524	1,505	1,490
	0,50	2,467	2,224	1,950	1,800	1,705	1,640	1,592	1,556	1,527	1,504	1,485
$0{,}4H_в$	0,10	1,695	1,597	1,542	1,523	1,514	1,508	1,505	1,502	1,500	1,499	1,498
	0,15	1,911	1,698	1,587	1,549	1,529	1,518	1,510	1,507	1,500	1,497	1,495
	0,20	2,125	1,813	1,640	1,579	1,547	1,529	1,516	1,507	1,500	1,495	1,490
	0,25	2,299	1,923	1,494	1,610	1,566	1,540	1,522	1,509	1,499	1,491	1,485
	0,30	2,401	1,970	1,744	1,640	1,584	1,550	1,527	1,508	1,497	1,487	1,479
	0,40	2,433	2,080	1,806	1,681	1,610	1,563	1,531	1,508	1,488	1,474	1,462
	0,50	2,200	2,059	1,800	1,684	1,611	1,565	1,523	1,495	1,473	1,455	1,440
$0{,}6H_в$	0,10	1,646	1,567	1,627	1,513	1,507	1,503	1,500	1,496	1,497	1,495	1,495
	0,15	1,784	1,633	1,553	1,526	1,512	1,504	1,499	1,495	1,492	1,490	1,488
	0,20	1,917	1,702	1,581	1,539	1,518	1,505	1,496	1,490	1,486	1,481	1,478
	0,25	2,010	1,767	1,606	1,550	1,521	1,503	1,491	1,482	1,476	1,470	1,466
	0,30	2,044	1,793	1,622	1,593	1,519	1,497	1,482	1,470	1,463	1,457	1,451
	0,40	1,955	1,774	1,615	1,542	1,600	1,473	1,454	1,440	1,429	1,421	1,414
	0,50	1,756	1,659	1,550	1,490	1,453	1,427	1,408	1,393	1,382	1,373	1,365
$0{,}8H_в$	0,10	1,563	1,525	1,506	1,500	1,496	1,494	1,493	1,492	1,491	1,491	1,490
	0,15	1,607	1,541	1,507	1,495	1,489	1,485	1,483	1,482	1,480	1,479	1,478
	0,20	1,625	1,545	1,500	1,484	1,476	1,471	1,468	1,466	1,464	1,463	1,462
	0,25	1,606	1,529	1,481	1,465	1,457	1,451	1,447	1,445	1,443	1,441	1,440
	0,30	1,545	1,481	1,451	1,437	1,429	1,424	1,420	1,417	1,416	1,415	1,414
	0,40	1,348	1,348	1,347	1,347	1,347	1,346	1,347	1,350	1,346	1,346	1,311
	0,50	1,133	1,165	1,200	1,219	1,232	1,240	1,246	1,251	1,255	1,258	1,260
$1{,}0H_в$	0,10	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,485	1,485
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,464	1,465	1,466	1,466
	0,20	1,250	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,440
	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406
	0,30	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,365
	0,40	0,569	0,799	1,003	1,096	1,150	1,184	1,208	1,226	1,241	1,251	1,260
	0,50	0,333	0,529	0,750	0,871	0,947	1,000	1,038	1,068	1,091	1,110	1,125

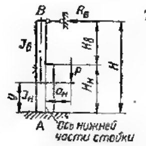


Таблица 16.2. Коэффициенты k_2 для определения опорной реакции R_B от действия момента $M_н = Pa_н$

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_в = k_2 \frac{Pa_н}{H}.$$

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}2H_н$	0,10	0,482	0,487	0,489	0,490	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491
	0,15	0,439	0,453	0,460	0,463	0,464	0,465	0,466	0,466	0,466	0,467	0,467
	0,20	0,383	0,412	0,428	0,434	0,436	0,438	0,439	0,440	0,441	0,441	0,442
	0,25	0,321	0,365	0,392	0,402	0,407	0,410	0,412	0,414	0,415	0,416	0,416
	0,30	0,258	0,314	0,353	0,367	0,375	0,380	0,384	0,386	0,388	0,389	0,391
	0,40	0,153	0,215	0,269	0,294	0,309	0,318	0,325	0,329	0,333	0,336	0,338
	0,50	0,084	0,134	0,190	0,221	0,240	0,253	0,263	0,271	0,276	0,281	0,285
$0{,}4H_н$	0,10	0,869	0,678	0,882	0,884	0,884	0,885	0,885	0,885	0,885	0,886	0,886
	0,15	0,796	0,822	0,835	0,840	0,842	0,844	0,845	0,845	0,846	0,846	0,847
	0,20	0,700	0,752	0,781	0,792	0,797	0,800	0,802	0,804	0,805	0,806	0,806
	0,25	0,580	0,671	0,720	0,738	0,748	0,753	0,757	0,760	0,762	0,754	0,765
	0,30	0,476	0,581	0,652	0,680	0,694	0,703	0,710	0,713	0,718	0,720	0,722
	0,40	0,286	0,402	0,504	0,551	0,578	0,596	0,608	0,617	0,624	0,629	0,634
	0,50	0,160	0,254	0,360	0,418	0,455	0,460	0,498	0,513	0,524	0,533	0,540
$0{,}6H_н$	0,10	1,150	1,172	1,176	1,180	1,181	1,161	1,182	1,182	1,182	1,162	1,183
	0,15	1,071	1,106	1,125	1,131	1,134	1,136	1,137	1,138	1,139	1,139	1,140
	0,20	0,941	1,012	1,051	1,065	1,072	1,076	1,079	1,081	1,082	1,083	1,084
	0,25	0,807	0,917	0,985	1,009	1,022	1,030	1,035	1,039	1,042	1,044	1,046
	0,30	0,658	0,801	0,898	0,936	0,957	0,969	0,978	0,983	0,989	0,992	0,995
	0,40	0,400	0,562	0,705	0,771	0,832	0,832	0,849	0,862	0,872	0,879	0,886
	0,50	0,227	0,360	0,510	0,592	0,644	0,680	0,706	0,726	0,742	0,755	0,765
$0{,}8H_н$	0,10	1,357	1,370	1,377	1,379	1,380	1,381	1,381	1,382	1,382	1,382	1,382
	0,15	1,265	1,307	1,328	1,336	1,340	1,342	1,343	1,344	1,345	1,346	1,346
	0,20	1,133	1,218	1,265	1,282	1,290	1,295	1,299	1,301	1,303	1,304	1,306
	0,25	0,972	1,105	1,186	1,225	1,231	1,241	1,247	1,252	1,255	1,258	1,260
	0,30	0,800	0,973	1,092	1,138	1,163	1,178	1,188	1,195	1,201	1,206	1,210
	0,40	0,494	0,694	0,871	0,952	0,999	1,029	1,050	1,065	1,077	1,087	1,094
	0,50	0,249	0,395	0,560	0,650	0,707	0,747	0,775	0,797	0,815	0,829	0,840
$1{,}0H_н$	0,10	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,465	1,485
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,464	1,465	1,466	1,466
	0,20	1,250	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,440
	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406
	0,30	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,365
	0,40	0,569	0,799	1,003	1,096	1,150	1,184	1,209	1,226	1,240	1,251	1,260
	0,50	0,333	0,529	0,750	0,671	0,947	1,000	1.038	1,068	1,091	1,110	1.125

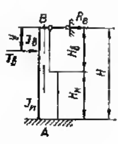


Таблица 16.3. **Коэффициенты k_3 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной силы $T_в$**

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_B = k_3 T_в.$$

y	λ	n = 0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}2H_в$	0,10	0,965	0,968	0,969	0,969	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970	0,970
	0,15	0,940	0,948	0,952	0,953	0,954	0,954	0,954	0,955	0,955	0,955	0,955
	0,20	0,908	0,924	0,933	0,936	0,937	0,938	0,939	0,939	0,940	0,940	0,940
	0,25	0,874	0,897	0,912	0,917	0,920	0,922	0,923	0,924	0,924	0,925	0,925
	0,30	0,839	0,869	0,690	0,897	0,902	0,905	0,906	0,907	0,909	0,910	0,910
	0,40	0,781	0,814	0,844	0,857	0,865	0,869	0,873	0,875	0,877	0,879	0,880
	0,50	0,745	0,771	0,800	0,817	0,827	0,834	0,839	0,843	0,846	0,848	0,851
$0{,}4H_в$	0,10	0,931	0,936	0,938	0,939	0,939	0,940	0,940	0,940	0,940	0,940	0,940
	0,15	0,881	0,896	0,904	0,906	0,908	0,909	0,909	0,909	0,910	0,910	0,910
	0,20	0,821	0,846	0,888	0,872	0,875	0,877	0,878	0,879	0,679	0,880	0,880
	0,25	0,754	0,799	0,835	0,836	0,841	0,844	0,846	0,848	0,849	0,850	0,851
	0,30	0,688	0,744	0,783	0,798	0,806	0,811	0,814	0,816	0,818	0,820	0,821
	0,40	0,575	0,641	0,694	0,719	0,733	0,742	0,748	0,753	0,757	0,760	0,762
	0,50	0,511	0,559	0,613	0,634	0,661	0,674	0,683	0,690	0,696	0,700	0,704
$0{,}6H_в$	0,10	0,897	0,904	0,907	0,909	0,909	0,909	0,910	0,910	0,910	0,940	0,910
	0,15	0,826	0,846	0,857	0,860	0,862	0,863	0,864	0,864	0,865	0,665	0,865
	0,20	0,740	0,780	0,802	0,810	0,614	0,816	0,818	0,619	0,820	0,820	0,821
	0,25	0,647	0,707	0,743	0,757	0,764	0,768	0,771	0,773	0,775	0,776	0,777
	0,30	0,556	0,631	0,682	0,702	0,713	0,719	0,724	0,726	0,729	0,731	0,733
	0,40	0,407	0,483	0,558	0,590	0,609	0,621	0,629	0,635	0,640	0,644	0,647
	0,50	0,315	0,376	0,446	0,484	0,508	0,525	0,536	0,545	0,553	0,559	0,564
$0{,}6H_в$	0,10	0,865	0,873	0,877	0,678	0,879	0,879	0,880	0,880	0,880	0,880	0,880
	0,15	0,775	0,801	0,811	0,615	0,617	0,818	0,818	0,620	0,820	0,821	0,821
	0,20	0,669	0,715	0,740	0,749	0,754	0,757	0,758	0,760	0,761	0,761	0,762
	0,25	0,557	0,625	0,666	0,682	0,689	0,694	0,697	0,700	0,702	0,703	0,704
	0,30	0,448	0,533	0,590	0,613	0,624	0,632	0,637	0,640	0,643	0,645	0,647
	0,40	0,275	0,362	0,439	0,476	0,495	0,508	0,517	0,524	0,529	0,533	0,536
	0,50	0,170	0,235	0,308	0,351	0,373	0,391	0,403	0,413	0,421	0,427	0,432
$1{,}0H_в$	0,10	0,835	0,843	0,847	0,849	0,849	0,850	0,850	0,850	0,650	0,850	0,851
	0,15	0,730	0,755	0,767	0,771	0,773	0,774	0,775	0,776	0,776	0,777	0,777
	0,20	0,611	0,657	0,682	0,691	0,696	0,698	0,700	0,702	0,703	0,703	0,704
	0,25	0,489	0,556	0,597	0,612	0,619	0,624	0,627	0,630	0,632	0,633	0,634
	0,30	0,372	0,453	0,509	0,530	0,542	0,549	0,554	0,557	0,560	0,562	0,564
	0,40	0,195	0,274	0,344	0,376	0,394	0,406	0,414	0,421	0,425	0,429	0,432
	0,50	0,093	0,147	0,208	0,242	0,263	0,278	0,287	0,297	0,303	0,308	0,313

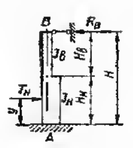


Таблица 16.4. **Коэффициенты k_4 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной силы $T_н$**

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_B = k_4 T_н.$$

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	0,10	0,015	0,045	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046
	0,15	0,038	0,040	0,040	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
	0,20	0,034	0,037	0,038	0,038	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039
$0,2H_н$	0,25	0,025	0,028	0,030	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
	0,30	0,019	0,023	0,025	0,026	0,027	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028
	0,40	0,009	0,013	0,017	0,016	0,019	0,020	0,020	0,020	0,020	0,021	0,021
	0,50	0,004	0,007	0,010	0,011	0,012	0,013	0,013	0,014	0,014	0,014	0,015
	0,10	0,168	0,170	0,170	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171
	0,15	0,145	0,149	0,152	0,153	0,153	0,153	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154
	0,20	0,119	0,128	0,133	0,135	0,136	0,136	0,136	0,137	0,137	0,137	0,137
$0,4H_н$	0,25	0,094	0,107	0,115	0,118	0,119	0,120	0,120	0,121	0,121	0,122	0,122
	0,30	0,070	0,086	0,096	0,100	0,102	0,104	0,105	0,105	0,106	0,106	0,107
	0,40	0,036	0,050	0,063	0,069	0,073	0,075	0,076	0,077	0,078	0,079	0,079
	0,50	0,015	0,023	0,033	0,038	0,041	0,044	0,045	0,047	0,046	0,048	0,049
	0,10	0,352	0,355	0,357	0,358	0,358	0,358	0,358	0,359	0,359	0,359	0,359
	0,15	0,304	0,314	0,320	0,321	0,322	0,323	0,323	0,323	0,324	0,324	0,324
	0,20	0,247	0,265	0,275	0,279	0,281	0,282	0,283	0,283	0,284	0,284	0,284
$0,6H_н$	0,25	0,199	0,227	0,243	0,250	0,253	0,255	0,256	0,257	0,258	0,258	0,259
	0,30	0,150	0,183	0,205	0,214	0,219	0,221	0,223	0,225	0,226	0,227	0,227
	0,40	0,077	0,109	0,136	0,149	0,156	0,161	0,164	0,167	0,169	0,170	0,171
	0,50	0,036	0,057	0,081	0,094	0,102	0,108	0,111	0,115	0,118	0,120	0,122
	0,10	0,580	0,586	0,589	0,590	0,590	0,590	0,591	0,591	0,591	0,591	0,591
	0,15	0,504	0,521	0,529	0,532	0,534	0,535	0,535	0,536	0,536	0,536	0,536
	0,20	0,420	0,451	0,468	0,474	0,478	0,479	0,481	0,482	0,482	0,463	0,483
$0,8H_н$	0,25	0,335	0,380	0,408	0,418	0,424	0,427	0,429	0,431	0,432	0,433	0,434
	0,30	0,253	0,308	0,345	0,360	0,368	0,373	0,376	0,378	0,380	0,381	0,383
	0,40	0,131	0,184	0,231	0,253	0,265	0,273	0,278	0,283	0,286	0,288	0,290
	0,50	0,062	0,098	0,139	0,161	0,175	0,185	0,192	0,197	0,202	0,205	0,208
	0,10	0,835	0,843	0,847	0,849	0,849	0,850	0,850	0,850	0,850	0,850	0,851
	0,15	0,730	0,755	0,767	0,771	0,773	0,774	0,775	0,775	0,776	0,777	0,777
	0,20	0,611	0,657	0,682	0,691	0,696	0,698	0,700	0,700	0,703	0,703	0,704
$1,0H_н$	0,25	0,489	0,556	0,597	0,612	0,619	0,624	0,627	0,630	0,632	0,633	0,634
	0,30	0,372	0,453	0,509	0,530	0,542	0,549	0,554	0,557	0,560	0,562	0,564
	0,40	0,195	0,274	0,344	0,376	0,394	0,406	0,414	0,421	0,425	0,429	0,432
	0,50	0,093	0,147	0,208	0,242	0,263	0,278	0,287	0,297	0,303	0,308	0,313

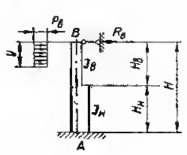


Таблица 16.5. **Коэффициенты k_5 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки $p_в$**

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_в = k_5 p_в H.$$

y	λ	n										
		0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0{,}2H_в$	0,10	0,0198	0,0198	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197	0,0197
	0,15	0,0300	0,0297	0,0296	0,0296	0,0294	0,0294	0,0294	0,0293	0,0293	0,0293	0,0293
	0,20	0,0409	0,0398	0,0393	0,0391	0,0390	0,0389	0,0389	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388
	0,25	0,0526	0,0506	0,0493	0,0488	0,0486	0,0484	0,0483	0,0482	0,0482	0,0482	0,0481
	0,30	0,0653	0,0621	0,0597	0,0591	0,0582	0,0579	0,0577	0,0575	0,0575	0,0574	0,0573
	0,40	0,0926	0,0850	0,0801	0,0773	0,0759	0,0749	0,0742	0,0739	0,0733	0,0730	0,0727
	0,50	0,1234	0,1557	0,1071	0,1024	0,0996	0,0974	0,0959	0,0947	0,0942	0,0926	0,0925
$0{,}4H_в$	0,10	0,0387	0,0387	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388	0,0388
	0,15	0,0568	0,0571	0,0572	0,0572	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573
	0,20	0,0718	0,0726	0,0726	0,0726	0,0726	0,0726	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727
	0,25	0,0868	0,0895	0,0911	0,0916	0,0919	0,0921	0,0922	0,0923	0,0924	0,0925	0,0925
	0,30	0,1056	0,1071	0,1082	0,1086	0,1088	0,1089	0,1090	0,1090	0,1091	0,1092	0,1092
	0,40	0,1357	0,1374	0,1390	0,1392	0,1401	0,1403	0,1405	0,1409	0,1409	0,1409	0,1409
	0,50	0,1661	0,1671	0,1682	0,1689	0,1093	0,1695	0,1697	0,1700	0,1700	0,1701	0,1702
$0{,}6H_в$	0,10	0,0569	0,0571	0,0572	0,0572	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573	0,0573
	0,15	0,0873	0,0885	0,0891	0,0893	0,0894	0,0896	0,0995	0,0895	0,0895	0,0896	0,0896
	0,20	0,1043	0,1067	0,1081	0,1085	0,1088	0,1089	0,1090	0,1091	0,1091	0,1092	0,1092
	0,25	0,1233	0,1279	0,1306	0,1317	0,1322	0,1326	0,1327	0,1329	0,1330	0,1331	0,1332
	0,30	0,1390	0,1465	0,1512	0,1530	0,1540	0,1546	0,1550	0,1551	0,1555	0,1556	0,1558
	0,40	0,1699	0,1797	0,1887	0,1930	0,1953	0,1968	0,1979	0,1990	0,1993	0,1998	0,2002
	0,50	0,1956	0,2052	0,2157	0,2212	0,2251	0,2276	0,2294	0,2308	0,2319	0,2328	0,2335
$0{,}8H_в$	0,10	0,0722	0,0724	0,0726	0,0726	0,0726	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727	0,0727
	0,15	0,1060	0,1076	0,1085	0,1088	0,1089	0,1090	0,1091	0,1091	0,1092	0,1092	0,1092
	0,20	0,1321	0,1364	0,1388	0,1397	0,1401	0,1404	0,1405	0,1407	0,1408	0,1408	0,1409
	0,25	0,1526	0,1607	0,1657	0,1675	0,1684	0,1690	0,1694	0,1696	0,1699	0,1701	0,1702
	0,30	0,1703	0,1829	0,1916	0,1950	0,1968	0,1979	0,1986	0,1990	0,1996	0,1999	0,2002
	0,40	0,1925	0,2097	0,2251	0,2320	0,2362	0,2388	0,2406	0,2428	0,2430	0,2438	0,2445
	0,50	0,2152	0,2320	0,2510	0,2614	0,2579	0,2725	0,2758	0,2783	0,2830	0,2814	0,2832
$1{,}0H_в$	0,10	0,0015	0,0920	0,0923	0,0924	0,0924	0,0925	0,0925	0,0925	0,0925	0,0925	0,0926
	0,15	0,1285	0,1309	0,1322	0,1326	0,1328	0,1329	0,1330	0,1331	0,1331	0,1332	0,1332
	0,20	0,1576	0,1638	0,1672	0,1684	0,1691	0,1694	0,1697	0,1699	0,1700	0,1703	0,1706
	0,25	0,1745	0,1854	0,1921	0,1947	0,1959	0,1967	0,1973	0,1976	0,1979	0,1981	0,1983
	0,30	0,1925	0,2098	0,2217	0,2263	0,2288	0,2303	0,2314	0,2319	0,2327	0,2331	0,2335
	0,40	0,2101	0,2345	0,2550	0,2658	0,2715	0,2752	0,2777	0,2800	0,2811	0,2822	0,2832
	0,50	0,2268	0,2382	0,2761	0,2903	0,2993	0,3055	0,3101	0,3145	0,3163	0,3184	0,3203

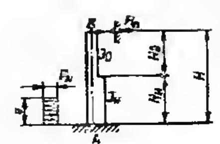


Таблица 16.6. **Коэффициенты k_6 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки $p_н$**

$$n = \frac{I_в}{I_н};\quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_B = k_6 p_н H.$$

y	λ	n: 0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,2$H_н$	0,10	0,0027	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028	0,0028
	0,15	0,0023	0,0023	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024	0,0024
	0,20	0,0017	0,0018	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020
	0,25	0,0012	0,0014	0,0015	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016
	0,30	0,0009	0,0011	0,0012	0,0012	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013
	0,40	0,0004	0,0005	0,0007	0,0007	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008
	0,50	0,0001	0,0002	0,0003	0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005
0,4$H_н$	0,10	0,0208	0,0210	0,0211	0,0211	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212	0,0212
	0,15	0,0169	0,0174	0,0177	0,0178	0,0179	0,0179	0,0179	0,0179	0,0180	0,0180	0,0180
	0,20	0,0131	0,0141	0,0146	0,0148	0,0149	0,0149	0,0150	0,0150	0,0150	0,0151	0,0151
	0,25	0,0096	0,0109	0,0117	0,0120	0,0122	0,0123	0,0124	0,0124	0,0124	0,0125	0,0125
	0,30	0,0067	0,0082	0,0092	0,0096	0,0098	0,0099	0,0100	0,0100	0,0101	0,0101	0,0102
	0,40	0,0029	0,0041	0,0052	0,0056	0,0059	0,0061	0,0062	0,0063	0,0064	0,0065	0,0065
	0,50	0,0011	0,0018	0,0025	0,0029	0,0032	0,0034	0,0035	0,0036	0,0037	0,0037	0,0038
0,6$H_н$	0,10	0,0678	0,0685	0,0688	0,0689	0,0690	0,0690	0,0690	0,0693	0,0691	0,0691	0,0691
	0,15	0,0544	0,0561	0,0570	0,0573	0,0575	0,0576	0,0576	0,0577	0,0577	0,0578	0,0578
	0,20	0,0431	0,0454	0,0471	0,0478	0,0481	0,0463	0,0484	0,0485	0,0486	0,0487	0,0487
	0,25	0,0312	0,0355	0,0381	0,0390	0,0395	0,0397	0,0400	0,0402	0,0403	0,0404	0,0404
	0,30	0,0219	0,0267	0,0299	0,0312	0,0319	0,0323	0,0326	0,0327	0,0329	0,0331	0,0332
	0,40	0,0096	0,0135	0,0169	0,0185	0,0191	0,0200	0,0204	0,0207	0,0209	0,0211	0,0212
	0,50	0,0037	0,0059	0,0083	0,0097	0,0105	0,0111	0,0115	0,0119	0,0121	0,0123	0,0125
0,8$H_н$	0,10	0,1500	0,1515	0,1522	0,1525	0,1526	0,1527	0,1527	0,1528	0,1528	0,1528	0,1528
	0,15	0,1236	0,1266	0,1287	0,1295	0,1298	0,1300	0,1302	0,1303	0,1304	0,1305	0,1306
	0,20	0,0936	0,1027	0,1067	0,1081	0,1088	0,1092	0,1095	0,1097	0,1099	0,1101	0,1101
	0,25	0,0708	0,0805	0,0864	0,0886	0,0897	0,0904	0,0909	0,0912	0,0914	0,0916	0,0918
	0,30	0,0499	0,0607	0,0682	0,0710	0,0726	0,0735	0,0742	0,0746	0,0750	0,0753	0,0755
	0,40	0,0220	0,0309	0,0388	0,0424	0,0445	0,0458	0,0468	0,0474	0,0480	0,0484	0,0488
	0,50	0,0085	0,0136	0,0192	0,0223	0,0242	0,0256	0,0266	0,0273	0,0279	0,0286	0,0288
1,0$H_н$	0,10	0,2821	0,2849	0,2863	0,2863	0,2870	0,2872	0,2873	0,2874	0,2874	0,2875	0,2875
	0,15	0,2282	0,2347	0,2386	0,2399	0,2406	0,2410	0,2413	0,2414	0,2416	0,2417	0,2418
	0,20	0,1778	0,1910	0,1984	0,2010	0,2024	0,2032	0,2037	0,2041	0,2044	0,2046	0,2048
	0,25	0,1362	0,1549	0,1663	0,1704	0,1726	0,1739	0,1748	0,1755	0,1760	0,1763	0,1767
	0,30	0,0935	0,1138	0,1277	0,1331	0,1360	0,1377	0,1390	0,1397	0,1405	0,1410	0,1415
	0,40	0,0414	0,0552	0,0731	0,0799	0,0838	0,0863	0,0880	0,0893	0,0904	0,0912	0,0918
	0,50	0,0162	0,0257	0,0365	0,0423	0,0460	0,0486	0,0505	0,0519	0,0530	0,0539	0,0547

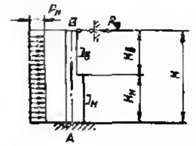


Таблица 16.7. **Коэффициенты k_7 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки p, приложенной по всей высоте стойки**

$$R_B = k_7 p H.$$

λ	n: 0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	0,3721	0,3736	0,3741	0,3744	0,3746	0,3747	0,3749	0,3749	0,3749	0,3750
0,20	0,3548	0,3657	0,3694	0,3714	0,3726	0,3734	0,3740	0,3744	0,3748	0,3550
0,30	0,3281	0,3418	0,3596	0,3649	0,3681	0,3704	0,3724	0,3733	0,3742	0,3750
0,40	0,3045	0,3291	0,3458	0,3553	0,3614	0,3657	0,3690	0,3714	0,3733	0,3750
0,50	0,2757	0,3125	0,3326	0,3454	0,3542	0,3604	0,3655	0,3693	0,3722	0,3750

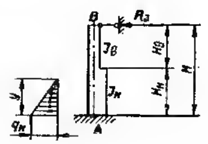


Таблица 16.8. **Коэффициенты k_8 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной распределенной по закону треугольника нагрузки $q_н$**

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$R_B = k_8 q_н H$$

y	λ	n: 0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$0,2H_н$	0,10	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007
	0,15	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006
	0,20	0,0004	0,0005	0,0005	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005
	0,25	0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
	0,30	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	0,40	0,0001	0,0001	0,0002	0,0007	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
	0,50	0,0000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
$0,4H_н$	0,10	0,0053	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054
	0,15	0,0043	0,0044	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	0,0046	0,0046	0,0046	0,0046
	0,20	0,0033	0,0036	0,0037	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
	0,25	0,0024	0,0028	0,0030	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0031	0,0032	0,0032	0,0032
	0,30	0,0017	0,0021	0,0023	0,0024	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025	0,0026	0,0026
	0,40	0,0007	0,0010	0,0013	0,0014	0,0015	0,0015	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016
	0,50	0,0003	0,0005	0,0000	0,0007	0,0008	0,0008	0,0009	0,0009	0,0009	0,0009	0,0010
$0,6H_н$	0,10	0,0172	0,0174	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0175	0,0176	0,0176
	0,15	0,0140	0,0145	0,0147	0,0148	0,0148	0,0148	0,0149	0,0149	0,0149	0,0149	0,0140
	0,20	0,0109	0,0117	0,0121	0,0123	0,0124	0,0124	0,0124	0,0125	0,0125	0,0125	0,0125
	0,25	0,0080	0,0091	0,0098	0,0100	0,0101	0,0102	0,0103	0,0103	0,0103	0,0104	0,0104
	0,30	0,0055	0,0067	0,0076	0,0079	0,0081	0,0082	0,0082	0,0083	0,0083	0,0084	0,0084
	0,40	0,0024	0,0034	0,0043	0,0047	0,0049	0,0051	0,0052	0,0053	0,0053	0,0054	0,0054
	0,50	0,0009	0,0015	0,0021	0,0025	0,0027	0,0028	0,0029	0,0030	0,0031	0,0031	0,0032
$0,8H_н$	0,10	0,0391	0,0395	0,0397	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398	0,0398
	0,15	0,0319	0,0329	0,0336	0,0337	0,0338	0,0338	0,0339	0,0339	0,0339	0,0339	0,0339
	0,20	0,0248	0,0266	0,0277	0,0282	0,0282	0,0283	0,0284	0,0285	0,0285	0,0285	0,0285
	0,25	0,0183	0,0208	0,0223	0,0228	0,0231	0,0233	0,0234	0,0235	0,0236	0,0236	0,0237
	0,30	0,0129	0,0157	0,0176	0,0183	0,0187	0,0190	0,0191	0,0192	0,0194	0,0194	0,0195
	0,40	0,0056	0,0079	0,0099	0,0109	0,0114	0,0117	0,0120	0,0122	0,0123	0,0124	0,0125
	0,50	0,0022	0,0036	0,0049	0,0057	0,0062	0,0065	0,0068	0,0070	0,0071	0,0072	0,0074
$1,0H_н$	0,10	0,0733	0,0740	0,0744	0,0745	0,0746	0,0746	0,0747	0,0747	0,0747	0,0747	0,0747
	0,15	0,0599	0,0618	0,0629	0,0632	0,0634	0,0635	0,0636	0,0636	0,0637	0,0637	0,0637
	0,20	0,0467	0,0501	0,0521	0,0528	0,0531	0,0533	0,0535	0,0536	0,0537	0,0537	0,0537
	0,25	0,0346	0,0393	0,0422	0,0432	0,0438	0,0441	0,0444	0,0445	0,0446	0,0447	0,0448
	0,30	0,0244	0,0297	0,0333	0,0347	0,0354	0,0359	0,0362	0,0364	0,0366	0,0368	0,0369
	0,40	0,0107	0,0151	0,0189	0,0207	0,0217	0,0223	0,0228	0,0231	0,0234	0,0236	0,0238
	0,50	0,0041	0,0065	0,0092	0,0107	0,0116	0,0123	0,0127	0,0131	0,0134	0,0136	0,0138

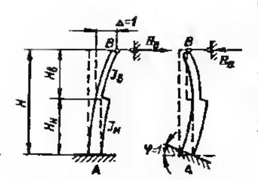


Таблица 16.9. Коэффициенты k_9 для определения опорной реакции R_B от взаимных смещений опорных сечений на $\Delta = 1$ и поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$

Реакция R_B, вызываемая горизонтальным смещением $\Delta = 1$,

$$R_B = -\frac{k_9 E I_н}{H^3}.$$

Реакция R_B, вызываемая углом поворота $\varphi = 1$,

$$R_B = \frac{k_9 EI}{H^2};$$

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H}$$

λ	n										
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	2,944	2,973	2,988	2,993	2,996	2,997	2,998	2,999	2,999	3,000	3,000
0,15	2,819	2,912	2,960	2,977	2,985	2,990	2,993	2,996	2,997	2,999	3,000
0,20	2,604	2,799	2,907	2,945	2,964	2,976	2,984	2,990	2,994	2,997	3,000
0,25	2,313	2,630	2,824	2,894	2,931	2,954	2,969	2,980	8,988	2,995	3,000
0,30	1,963	2,414	2,708	2,823	2,883	2,921	2,947	2,963	2,980	2,991	3,000
0,40	1,354	1,904	2,389	2,610	2,731	2,820	2,878	2,920	2,953	2,979	3,000
0,50	0,889	1,412	2,000	2,323	2,526	2,667	2,769	2,847	2,909	2,959	3,000

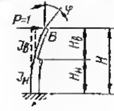


Таблица 16.10. Коэффициент k_{10} для определения угла поворота верха стойки при действии единичной горизонтальной силы

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H}; \quad \varphi = \frac{H^2}{K_{10} E I_н}.$$

λ	n										
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	1,681	1,835	1,923	1,955	1,970	1,980	1,986	1,992	1,994	1,998	2,000
0,15	1,401	1,663	1,833	1,899	1,934	1,955	1,970	1,980	1,988	1,994	2,000
0,20	1,136	1,471	1,724	1,830	1,887	1,923	1,947	1,967	1,980	1,992	2,000
0,25	0,914	1,280	1,599	1,745	1,828	1,881	1,919	1,949	1,969	1,986	2,000
0,30	0,738	1,105	1,171	1,653	1,762	1,835	1,887	1,925	1,955	1,980	2,000
0,40	0,495	0,820	1,220	1,457	1,613	1,724	1,807	1,871	1,923	1,965	2,000
0,50	0,348	0,615	1,000	1,263	1,454	1,600	1,714	1,807	1,881	1,946	2,000

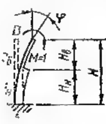


Таблица 16.11. Коэффициент k_{11} для определения угла поворота верха стойки под действием единичного изгибающего момента

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H}; \quad \varphi = \frac{H}{K_{11} E I_н},$$

λ	n										
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	0,345	0,526	0,714	0,811	0,870	0,909	0,937	0,959	0,976	0,989	1,000
0,15	0,260	0,426	0,625	0,741	0,816	0,870	0,909	0,940	0,963	0,983	1,000
0,20	0,208	0,357	0,556	0,682	0,769	0,833	0,883	0,921	0,952	0,978	1,000
0,25	0,174	0,308	0,500	0,632	0,727	0,800	0,857	0,908	0,941	0,973	1,000
0,30	0,149	0,270	0,455	0,588	0,690	0,769	0,833	0,886	0,930	0,968	1,000
0,40	0,116	0,217	0,385	0,517	0,625	0,714	0,769	0,854	0,909	0,958	1,000
0,50	0,095	0,182	0,333	0,461	0,571	0,667	0,750	0,824	0,889	0,947	1,000

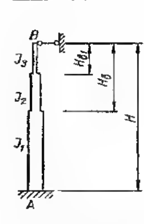


Таблица 16.12. **Формулы для определения опорной реакции R_B в стойках с дважды изменяющимся сечением**

$$\lambda = \frac{H_в}{H}; \quad \lambda_1 = \frac{H_{в1}}{H};$$

$$n = \frac{I_2}{I_1}; \quad n_1 = \frac{I_3}{I_1};$$

$$k = \left(1 - \lambda^3 + \frac{\lambda^3 - \lambda_1^3}{n} + \frac{\lambda_1^3}{n_1}\right)\frac{H^3}{3EI_1}.$$

Схема нагружения	Опорная реакция R_B
$\Delta=1$; R_B	$R_B = \frac{1}{k}$
$\varphi=1$; R_B	$R_B = \frac{H}{k}$
M; R_B	$R_B = \frac{(1-\lambda^2)}{k} \cdot \frac{MH^2}{2EI_1}$
M; R_B	$R_B = \left(1 - \lambda^2 + \frac{\lambda^2 - \lambda_1^2}{n}\right)\frac{MH^2}{2kEI_1}$
T; R_B	$R_B = T\left[1 - (1-\lambda)^2(2+\lambda)\frac{H^3}{6kEI_1}\right].$

Продолжение табл. 16.12

Схема нагружения	Опорная реакция R_B
	$R_B = T\left\{1 - \left[2(1-\lambda) + (1-\lambda^2)(2\lambda - \lambda_1) + \frac{(\lambda-\lambda_1)^2(2\lambda+\lambda_1)}{n}\right]\frac{H^3}{6kEI_1}\right\}$
	$R_B = qH\left[1 - \left(1 - \lambda^4 + \frac{\lambda^4-\lambda_1^4}{n} + \frac{\lambda_1^4}{n_1}\right)\frac{H^3}{8\,kEI_1}\right]$

Табл. 16.1—16.12 могут быть эффективно использованы для расчета рамных каркасов зданий, в состав которых входят стойки со ступенчатой жесткостью.

При расчете рамного поперечника по методу сил определение величины горизонтального смещения верха консольной ступенчатой стойки δ_{11} и δ_{1P} соответственно от горизонтальной силы $X = 1$ и от внешней нагрузки может быть произведено с помощью таблиц. При этом величины δ_{11} и δ_{1P} определяются по формулам:

$$\delta_{11} = \frac{H^3}{k_9 EI_{\text{н}}}; \quad \delta_{1P} = \delta_{11} R_{BP},$$

где R_{BP} — горизонтальная реакция в верхней шарнирной опоре стойки от внешней нагрузки, определяемая по табл. 16.1—16.12;

k_9 — коэффициент, определяемый по табл. 16.9.

При расчете рамных поперечников по методу перемещений по таблицам могут быть определены реактивные усилия в опорных сечениях от взаимного горизонтального смещения опорных сечений на $\Delta = 1$, от поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$ и от внешней нагрузки.

Подробные пояснения к расчету одноэтажных поперечников промышленных зданий с помощью табл. 16.1—16.12 приведены в разделе I.

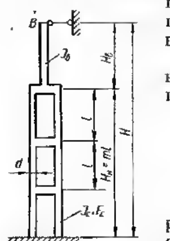


Рис. 16.2. Расчетная схема двуветвевой стойки

ДВУВЕТВЕВЫЕ СТОЙКИ С ВЕРХНЕЙ ШАРНИРНОЙ И НИЖНЕЙ ЗАЩЕМЛЕННОЙ ОПОРАМИ

В табл. 16.13 приведены формулы для определения горизонтальной опорной реакции R_B в верхней шарнирной опоре двуветвевых стоек (рис. 16.2), вычисленные для упругой стадии работы конструкции.

Значения опорной реакции R_B определяются в зависимости от параметра

$$\gamma = 1 + \frac{l^2 z^2 m}{4H^3 d^2} k_9,$$

где H — полная высота стойки;
l — расстояние между распорками;
z — расстояние между осями ветвей;
d — высота сечения ветви;
m — число панелей;
k_9 — коэффициент, определяемый по табл. 16.9.

Значения коэффициентов k_9, k_1, k_2, k_3 и k_7 в формулах табл. 16.13 определяются с помощью табл. 16.1—16.9. При этом в качестве момента инерции нижней подкрановой части стойки принимается величина

$$I_н \simeq \frac{bdz^2}{2},$$

где b — ширина стойки.

Подробные пояснения по расчету двуветвевых стоек приведены в разделе I.

Таблица 16.13. **Формулы для определения опорной реакции R_B в двуветвевых стойках**

Схема нагружения	Значения реакции R_B
[схема: $\Delta=1$, R_B, $\varphi=1$]	$R_B = \frac{EI_в}{H^3} k_9 \gamma$
[схема: M, R_B]	$R_B = \frac{M}{H} \cdot \frac{k_1}{\gamma}$.
[схема: R_B, M]	$R_B = \frac{M}{H} \cdot \frac{k_2}{\gamma}$.
[схема: T, R_B]	$R_B = \frac{k_3 + \gamma - 1}{\gamma} T$

Продолжение табл. 16.13

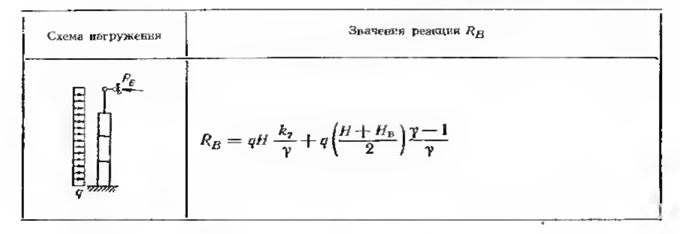


Схема нагружения	Значения реакции R_B
	$R_B = qH\frac{k_7}{\gamma} + q\left(\frac{H+H_в}{2}\right)\frac{\gamma-1}{\gamma}$

СТУПЕНЧАТЫЕ СТОЙКИ С ЗАЩЕМЛЕННЫМИ ОПОРАМИ

В табл. 16.14—16.19 приводятся коэффициенты k для определения реактивных усилий в защемленных опорах ступенчатых стоек от различных внешних нагрузок, взаимного смещения опорных сечений на $\Delta = 1$ и поворота верхнего и нижнего опорных сечений на угол $\varphi = 1$.

Коэффициенты k определяются по таблицам в зависимости от схемы воздействия на стойку и значения параметров

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H},$$

где $I_в$ — момент инерции поперечного сечения верхней части стойки;
$I_н$ — момент инерции поперечного сечения нижней части стойки;
$H_в$ — длина верхней части стойки;
H — общая длина стойки.

Кроме того, табл. 16.14—16.19 могут быть использованы при расчете рамных поперечников зданий, включающих ступенчатые стойки, методом перемещений. В этом случае легко вычисляются коэффициенты канонических уравнений метода перемещений, представляющие собой реактивные усилия от единичных перемещений и внешних нагрузок (см. раздел I).

Таблица 16.14. Коэффициенты k для определения усилий в стойках от действия сосредоточенной силы T

$$n = \frac{I_в}{I_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = k_{B1}TH;$$

$$M_A = k_{A1}TH;$$

$$R_B = k'_{B1}T;$$

$$R_A = (1 - k'_{B1})T.$$

y	Коэффициент	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10H	k_{B1}	0,10	0,049	0,054	0,060	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078	0,080	0,081
		0,20	0,066	0,069	0,071	0,073	0,075	0,076	0,077	0,078	0,079	0,080	0,081
		0,30	0,069	0,073	0,075	0,076	0,077	0,078	0,079	0,079	0,080	0,081	0,081
		0,40	0,070	0,074	0,077	0,078	0,079	0,079	0,080	0,080	0,080	0,081	0,081
		0,50	0,071	0,074	0,077	0,078	0,079	0,079	0,080	0,080	0,081	0,081	0,081

Продолжение табл. 16.14

y	Коэффициент	λ	n 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10H	k_{A1}	0,10	0,031	0,024	0,020	0,017	0,015	0,014	0,012	0,011	0,010	0,010	0,009
		0,20	0,040	0,023	0,017	0,015	0,013	0,012	0,011	0,011	0,010	0,010	0,009
		0,30	0,049	0,028	0,019	0,015	0,013	0,012	0,011	0,010	0,010	0,009	0,009
		0,40	0,059	0,031	0,021	0,016	0,014	0,012	0,011	0,011	0,010	0,009	0,009
		0,50	0,046	0.031	0,022	0.017	0,015	0,013	0,012	0,011	0,010	0.010	0,009
	k'_{B1}	0,10	0,918	0,930	0,940	0,948	0,954	0,958	0,962	0,965	0,968	0,970	0,972
		0,20	0,926	0,946	0,954	0,958	0,961	0,964	0,966	0,968	0,969	0,971	0,972
		0,30	0,920	0,945	0,957	0,961	0,964	0,966	0,968	0,969	0,970	0,971	0,972
		0,40	0,912	0,943	0,956	0,962	0,965	0,967	0,968	0,969	0,970	0,971	0,972
		0,50	0,925	0,943	0,955	0,961	0,964	0,967	0,968	0,970	0,971	0,971	0,972
0,20H	k_{B1}	0,10	0,046	0,059	0,075	0,088	0,097	0,105	0,111	0,116	0,121	0,125	0,128
		0,20	0,076	0,084	0,092	0,099	0,104	0,109	0,114	0,118	0,122	0,125	0,128
		0,30	0,089	0,101	0,108	0,111	0,115	0,117	0,120	0,122	0,124	0,126	0,128
		0,40	0,090	0,104	0,113	0,116	0,119	0,121	0,123	0,124	0,126	0,127	0,128
		0,50	0,094	0,104	0,113	0,118	0,121	0,122	0,124	0,125	0,126	0,127	0,128
	k_{A1}	0,10	0,081	0,066	0,057	0,051	0,047	0,043	0,040	0,038	0,035	0,034	0,032
		0,20	0,095	0,057	0,055	0,049	0,045	0,042	0,039	0,037	0,035	0,034	0,032
		0,30	0,147	0,085	0,060	0,060	0,045	0,041	0,039	0,036	0,035	0,034	0,032
		0,40	0,166	0,101	0,068	0,055	0,047	0,043	0,039	0,037	0,035	0,034	0,032
		0,50	0,149	0,105	0,073	0,058	0,050	0,045	0,041	0,038	0,035	0,034	0,232
	k'_{B1}	0,10	0,765	0,794	0,818	0,836	0,851	0,862	0,871	0,879	0,886	0,891	0,896
		0,20	0,781	0,817	0,837	0,850	0,859	0,858	0,875	0,881	0,886	0,891	0,896
		0,30	0,742	0,816	0,848	0,861	0,870	0,876	0,881	0,886	0,889	0,893	0,896
		0,40	0,724	0,803	0,845	0,862	0,872	0,878	0,883	0,887	0,891	0,894	0,896
		0,50	0,745	0,800	0,840	0,859	0,870	0,878	0,883	0,888	0,891	0,894	0,896
0,30H	k_{B1}	0,10	0,042	0,058	0,079	0,095	0,107	0,117	0,125	0,132	0,138	0,143	0,147
		0,20	0,064	0,075	0,087	0,098	0,107	0,116	0,123	0,130	0,136	0,142	0,147
		0,30	0,081	0,096	0,106	0,114	0,120	0,125	0,130	0,135	0,139	0,143	0,147
		0,40	0,082	0,105	0,118	0,125	0,130	0,133	0,137	0,139	0,142	0,145	0,147
		0,50	0,083	0,104	0,120	0,128	0,133	0,136	0,139	0,142	0,144	0,145	0,147
	k_{A1}	0,10	0,114	0,105	0,095	0,087	0,082	0,077	0,073	0,070	0,067	0,065	0,063
		0,20	0,134	0,107	0,094	0,087	0,082	0,078	0,074	0,071	0,068	0,065	0,063
		0,30	0,207	0,133	0,102	0,090	0,082	0,077	0,073	0,070	0,068	0,065	0,063
		0,40	0,277	0,173	0,121	0,100	0,088	0,081	0,075	0,071	0,068	0,065	0,063
		0,50	0,268	0,190	0,135	0,110	0,095	0,085	0,078	0,073	0,069	0,066	0,063
	k'_{B1}	0,10	0,628	0,653	0,684	0,707	0,726	0,740	0,752	0,762	0,771	0,778	0,784
		0,20	0,630	0,668	0,693	0,711	0,725	0,738	0,749	0,759	0,768	0,777	0,784
		0,30	0,574	0,663	0,704	0,724	0,737	0,748	0,757	0,764	0,772	0,778	0,784
		0,40	0,505	0,632	0,697	0,725	0,741	0,753	0,761	0,768	0,774	0,779	0,784
		0,50	0,515	0,615	0,585	0,718	0,738	0,751	0,761	0,769	0,775	0,780	0,784
0,40H	k_{B1}	0,10	0,036	0,053	0,074	0,090	0,103	0,113	0,121	0,129	0,134	0,140	0,144
		0,20	0,052	0,062	0,076	0,088	0,099	0,108	0,117	0,125	0,132	0,138	0,144
		0,30	0,064	0,078	0,090	0,099	0,107	0,114	0,121	0,127	0,133	0,139	0,144
		0,40	0,063	0,087	0,103	0,111	0,118	0,123	0,128	0,132	0,136	0,140	0,144
		0,50	0,059	0,087	0,107	0,117	0,124	0,129	0,133	0,136	0,139	0,142	0,144

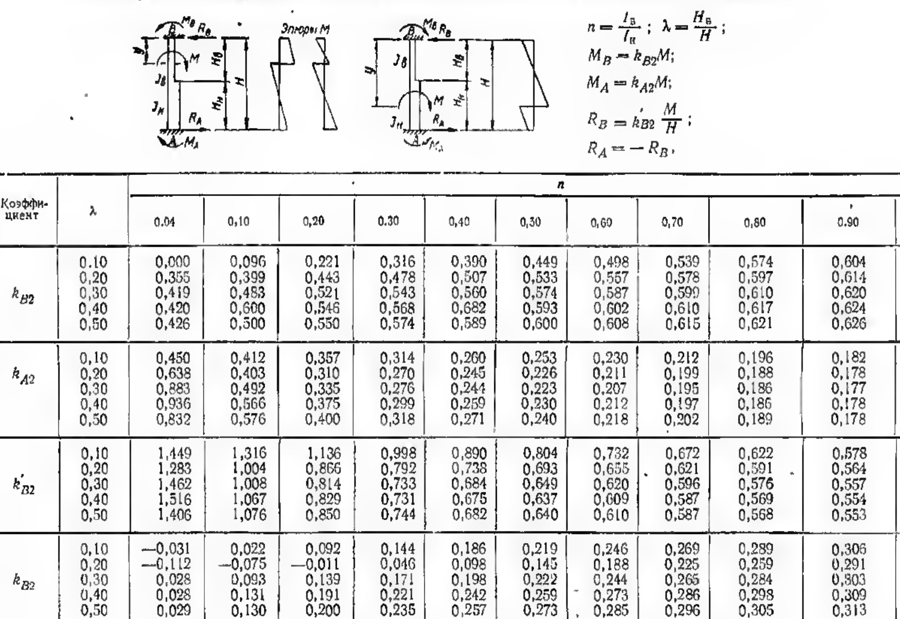
Продолжение табл. 16.14

y	Коэффициент	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,40H	k_{A1}	0,10	0,148	0,139	0,129	0,121	0,115	0,110	0,107	0,103	0,101	0,098	0,096
		0,20	0,160	0,141	0,129	0,122	0,117	0,112	0,108	0,105	0,100	0,099	0,096
		0,30	0,217	0,160	0,135	0,124	0,117	0,112	0,108	0,105	0,101	0,099	0,096
		0,40	0,313	0,210	0,158	0,136	0,124	0,116	0,110	0,106	0,102	0,099	0,096
		0,50	0,354	0,255	0,187	0,155	0,136	0,124	0,115	0,109	0,104	0,100	0,096
	k'_{B1}	0,10	0,488	0,513	0,545	0,569	0,588	0,603	0,615	0,625	0,634	0,642	0,648
		0,20	0,492	0,522	0,547	0,566	0,582	0,596	0,609	0,620	0,631	0,640	0,648
		0,30	0,447	0,518	0,555	0,575	0,590	0,602	0,613	0,623	0,632	0,640	0,648
		0,40	0,350	0,477	0,545	0,575	0,594	0,607	0,618	0,627	0,635	0,642	0,648
		0,50	0,305	0,432	0,520	0,562	0,587	0,604	0,617	0,627	0,635	0,642	0,648
0,50H	k_{B1}	0,10	0,028	0,043	0,062	0,077	0,088	0,097	0,105	0,111	0,116	0,121	0,125
		0,20	0,039	0,049	0,052	0,073	0,083	0,092	0,100	0,107	0,114	0,120	0,125
		0,30	0,048	0,050	0,071	0,079	0,087	0,095	0,101	0,108	0,114	0,120	0,125
		0,40	0,047	0,066	0,080	0,088	0,095	0,100	0,105	0,111	0,116	0,121	0,125
		0,50	0,039	0,064	0,083	0,094	0,101	0,106	0,111	0,115	0,118	0,122	0,125
	k_{A1}	0,10	0,171	0,164	0,154	0,147	0,142	0,138	0,134	0,132	0,129	0,127	0,125
		0,20	0,181	0,165	0,155	0,149	0,144	0,140	0,136	0,133	0,130	0,127	0,125
		0,30	0,221	0,178	0,159	0,150	0,144	0,140	0,136	0,133	0,130	0,127	0,125
		0,40	0,289	0,214	0,175	0,159	0,149	0,143	0,138	0,134	0,130	0,128	0,125
		0,50	0,359	0,270	0,208	0,180	0,163	0,152	0,144	0,137	0,132	0,128	0,125
	k'_{B1}	0,10	0,357	0,380	0,408	0,429	0,446	0,459	0,470	0,480	0,487	0,494	0,500
		0,20	0,358	0,384	0,407	0,424	0,439	0,452	0,463	0,474	0,483	0,492	0,500
		0,30	0,327	0,381	0,412	0,429	0,443	0,455	0,465	0,475	0,484	0,492	0,500
		0,40	0,258	0,352	0,405	0,429	0,446	0,458	0,468	0,477	0,486	0,493	0,500
		0,50	0,180	0,295	0,375	0,414	0,438	0,455	0,457	0,477	0,486	0,493	0,500
0,60H	k_{B1}	0,10	0,020	0,032	0,047	0,058	0,067	0,074	0,080	0,085	0,089	0,093	0,096
		0,20	0,027	0,035	0,045	0,054	0,062	0,069	0,076	0,081	0,087	0,092	0,096
		0,30	0,033	0,042	0,050	0,058	0,064	0,070	0,076	0,081	0,087	0,091	0,096
		0,40	0,032	0,046	0,056	0,063	0,069	0,074	0,079	0,083	0,088	0,092	0,096
		0,50	0,027	0,045	0,059	0,067	0,073	0,078	0,082	0,086	0,089	0,093	0,096
	k_{A1}	0,10	0,180	0,174	0,167	0,162	0,157	0,154	0,151	0,149	0,147	0,146	0,144
		0,20	0,187	0,175	0,158	0,164	0,159	0,156	0,153	0,150	0,148	0,146	0,144
		0,30	0,212	0,184	0,170	0,164	0,159	0,156	0,153	0,150	0,148	0,146	0,144
		0,40	0,258	0,207	0,181	0,169	0,162	0,158	0,154	0,151	0,148	0,146	0,144
		0,50	0,304	0,244	0,203	0,183	0,171	0,163	0,168	0,153	0,150	0,147	0,144
	k'_{B1}	0,10	0,240	0,258	0,280	0,297	0,310	0,320	0,329	0,336	0,342	0,347	0,352
		0,20	0,240	0,260	0,277	0,291	0,303	0,313	0,323	0,331	0,339	0,346	0,352
		0,30	0,221	0,258	0,280	0,294	0,305	0,314	0,323	0,331	0,339	0,345	0,352
		0,40	0,175	0,239	0,276	0,294	0,307	0,316	0,325	0,333	0,339	0,346	0,352
		0,50	0,123	0,200	0,256	0,284	0,301	0,314	0,324	0,333	0,340	0,346	0,352
0,70H	k_{B1}	0,10	0,013	0,020	0,030	0,038	0,044	0,049	0,053	0,056	0,059	0,061	0,063
		0,20	0,016	0,021	0,028	0,034	0,040	0,045	0,049	0,053	0,057	0,060	0,063
		0,30	0,019	0,025	0,031	0,036	0,041	0,045	0,049	0,053	0,056	0,060	0,063
		0,40	0,019	0,028	0,035	0,039	0,043	0,047	0,051	0,054	0,057	0,060	0,063
		0,50	0,016	0,027	0,036	0,041	0,046	0,049	0,052	0,055	0,058	0,061	0,063

Продолжение табл. 16.14

y	Коэффициент	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,70H	k_{A1}	0,10	0,171	0,167	0,162	0,159	0,156	0,154	0,152	0,150	0,149	0,148	0,147
		0,20	0,174	0,167	0,163	0,160	0,157	0,155	0,153	0,151	0,149	0,148	0,147
		0,30	0,189	0,172	0,164	0,160	0,157	0,155	0,153	0,151	0,150	0,148	0,147
		0,40	0,216	0,186	0,170	0,163	0,159	0,156	0,154	0,152	0,150	0,148	0,147
		0,50	0,243	0,208	0,183	0,171	0,164	0,159	0,156	0,153	0,151	0,149	0,147
	k'_{B1}	0,10	0,142	0,153	0,168	0,179	0,188	0,195	0,201	0,205	0,209	0,213	0,216
		0,20	0,142	0,154	0,166	0,175	0,183	0,190	0,196	0,202	0,207	0,211	0,216
		0,30	0,130	0,153	0,167	0,176	0,164	0,190	0,196	0,201	0,207	0,211	0,216
		0,40	0,103	0,142	0,164	0,176	0,185	0,191	0,196	0,202	0,207	0,211	0,216
		0,50	0,073	0,119	0,153	0,170	0,182	0,190	0,197	0,202	0,207	0,211	0,216
0,80H	k_{B1}	0,10	0,006	0,010	0,015	0,019	0,020	0,023	0,024	0,025	0,029	0,030	0,032
		0,20	0,008	0,010	0,015	0,019	0,020	0,023	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032
		0,30	0,009	0,012	0,015	0,019	0,020	0,023	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032
		0,40	0,009	0,013	0,017	0,019	0,021	0,023	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032
		0,50	0,009	0,013	0,017	0,020	0,022	0,024	0,026	0,089	0,029	0,031	0,032
	k_{A1}	0,10	0,141	0,138	0,136	0,134	0,133	0,131	0,131	0,130	0,129	0,129	0,128
		0,20	0,142	0,139	0,136	0,135	0,133	0,132	0,131	0,130	0,129	0,129	0,128
		0,30	0,149	0,141	0,137	0,135	0,133	0,132	0,131	0,130	0,130	0,129	0,128
		0,40	0,161	0,147	0,139	0,136	0,134	0,133	0,131	0,130	0,130	0,129	0,128
		0,50	0,174	0,157	0,145	0,140	0,136	0,134	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128
	k'_{B1}	0,10	0,066	0,072	0,079	0,085	0,090	0,093	0,096	0,099	0,101	0,102	0,104
		0,20	0,066	0,072	0,079	0,083	0,087	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
		0,30	0,061	0,071	0,079	0,083	0,087	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
		0,40	0,048	0,066	0,077	0,083	0,087	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
		0,50	0,034	0,056	0,072	0,080	0,086	0,090	0,094	0,097	0,099	0,102	0,104
0,90H	k_{B1}	0,10	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,20	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,30	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,40	0,002	0,003	0,005	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
		0,50	0,002	0,003	0,005	0,006	0,006	0,007	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009
	k_{A1}	0,10	0,085	0,084	0,083	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,20	0,085	0,084	0,083	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,30	0,087	0,085	0,084	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,40	0,090	0,086	0,084	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081	0,081
		0,50	0,093	0,089	0,086	0,084	0,083	0,083	0,082	0,082	0,082	0,081	0,081
	k'_{B1}	0,10	0,017	0,019	0,021	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028	0,028
		0,20	0,017	0,019	0,021	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028
		0,30	0,016	0,019	0,021	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028
		0,40	0,013	0,017	0,020	0,022	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028
		0,50	0,009	0,015	0,019	0,021	0,023	0,024	0,025	0,026	0,027	0,027	0,028

Таблица 16.15. **Коэффициенты k для определения усилий в стойках от сосредоточенного момента M**



$n = \frac{I_в}{I_н}$; $\lambda = \frac{H_в}{H}$;

$M_B = k_{B2}M$;

$M_A = k_{A2}M$;

$R_B = k'_{B2}\frac{M}{H}$;

$R_A = -R_B$,

y	Коэффициент	λ	n 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,30	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10H	k_{B2}	0,10	0,000	0,096	0,221	0,316	0,390	0,449	0,498	0,539	0,574	0,604	0,630
		0,20	0,355	0,399	0,443	0,478	0,507	0,533	0,557	0,578	0,597	0,614	0,630
		0,30	0,419	0,483	0,521	0,543	0,560	0,574	0,587	0,590	0,610	0,620	0,630
		0,40	0,420	0,600	0,546	0,568	0,682	0,593	0,602	0,610	0,617	0,624	0,630
		0,50	0,426	0,500	0,550	0,574	0,589	0,600	0,608	0,615	0,621	0,626	0,630
	k_{A2}	0,10	0,450	0,412	0,357	0,314	0,260	0,253	0,230	0,212	0,196	0,182	0,170
		0,20	0,638	0,403	0,310	0,270	0,245	0,226	0,211	0,199	0,188	0,178	0,170
		0,30	0,883	0,492	0,335	0,276	0,244	0,223	0,207	0,195	0,186	0,177	0,170
		0,40	0,936	0,566	0,375	0,299	0,259	0,230	0,212	0,197	0,186	0,178	0,170
		0,50	0,832	0,576	0,400	0,318	0,271	0,240	0,218	0,202	0,189	0,178	0,170
	k'_{B2}	0,10	1,449	1,316	1,136	0,998	0,890	0,804	0,732	0,672	0,622	0,578	0,540
		0,20	1,283	1,004	0,866	0,792	0,738	0,693	0,655	0,621	0,591	0,564	0,540
		0,30	1,462	1,008	0,814	0,733	0,684	0,649	0,620	0,596	0,576	0,557	0,540
		0,40	1,516	1,067	0,829	0,731	0,675	0,637	0,609	0,587	0,569	0,554	0,540
		0,50	1,406	1,076	0,850	0,744	0,682	0,640	0,610	0,587	0,568	0,553	0,540
0,20H	k_{B2}	0,10	—0,031	0,022	0,092	0,144	0,186	0,219	0,246	0,269	0,289	0,306	0,320
		0,20	—0,112	—0,075	—0,011	0,046	0,098	0,145	0,188	0,225	0,259	0,291	0,320
		0,30	0,028	0,093	0,139	0,171	0,198	0,222	0,244	0,265	0,284	0,303	0,320
		0,40	0,028	0,131	0,191	0,221	0,242	0,259	0,273	0,286	0,298	0,309	0,320
		0,50	0,029	0,130	0,200	0,235	0,257	0,273	0,285	0,296	0,305	0,313	0,320

0,20H	k_{A2}	0,10	0,428	0,414	0,384	0,360	0,341	0,326	0,314	0,303	0,294	0,287	0,280
		0,20	0,370	0,411	0,403	0,385	0,367	0,349	0,333	0,318	0,304	0,292	0,280
		0,30	0,934	0,592	0,453	0,398	0,366	0,344	0,326	0,312	0,300	0,290	0,280
		0,40	1,218	0,769	0,537	0,443	0,391	0,358	0,334	0,316	0,302	0,290	0,280
		0,50	1,199	0,843	0,600	0,487	0,421	0,378	0,348	0,325	0,307	0,292	0,280
	k'_{B2}	0,10	1,465	1,392	1,292	1,216	1,156	1,107	1,067	1,034	1,006	0,981	0,960
		0,20	1,482	1,487	1,415	1,339	1,269	1,205	1,146	1,094	1,045	1,001	0,960
		0,30	1,905	1,499	1,314	1,227	1,168	1,122	1,082	1,047	1,016	0,987	0,960
		0,40	2,190	1,638	1,346	1,222	1,149	1,099	1,061	1,030	1,004	0,981	0,960
		0,50	2,170	1,713	1,400	1,252	1,165	1,106	1,062	1,029	1,002	0,979	0,960
	k_{B2}	0,10	−0,052	−0,037	−0,012	0,007	0,022	0,034	0,044	0,062	0,059	0,065	0,070
		0,20	−0,124	−0,110	−0,082	−0,056	−0,032	−0,011	0,009	0,026	0,042	0,057	0,070
		0,30	−0,165	−0,171	−0,145	−0,115	−0,085	−0,055	−0,029	−0,002	0,023	0,047	0,070
		0,40	−0,166	−0,107	−0,066	−0,041	−0,021	−0,003	0,013	0,029	0,043	0,057	0,070
		0,50	−0,195	−0,110	−0,050	−0,019	0,002	0,018	0,031	0,042	0,052	0,062	0,070
0,30H	k_{A2}	0,10	0,376	0,376	0,366	0,358	0,352	0,346	0,342	0,338	0,335	0,332	0,330
		0,20	0,325	0,373	0,379	0,374	0,367	0,360	0,353	0,347	0,341	0,335	0,330
		0,30	0,144	0,300	0,354	0,366	0,366	0,363	0,357	0,351	0,344	0,337	0,330
		0,40	0,834	0,607	0,464	0,433	0,404	0,383	0,368	0,356	0,344	0,338	0,330
		0,50	1,105	0,602	0,600	0,506	0,451	0,415	0,389	0,369	0,353	0,341	0,330
	k'_{B2}	0,10	1,450	1,412	1,378	1,351	1,330	1,312	1,298	1,286	1,276	1,268	1,260
		0,20	1,454	1,483	1,461	1,429	1,399	1,371	1,344	1,321	1,299	1,279	1,260
		0,30	1,315	1,471	1,500	1,481	1,452	1,419	1,386	1,353	1,321	1,290	1,260
		0,40	2,000	1,713	1,650	1,474	1,424	1,386	1,355	1,328	1,303	1,281	1,260
		0,50	2,300	1,912	1,650	1,524	1,449	1,396	1,357	1,326	1,301	1,279	1,260
0,40H	k_{B2}	0,10	−0,071	−0,079	−0,089	−0,096	−0,102	−0,106	−0,110	−0,113	−0,116	−0,118	−0,120
		0,20	−0,128	−0,132	−0,132	−0,130	−0,128	−0,127	−0,125	−0,124	−0,122	−0,121	−0,120
		0,30	−0,165	−0,184	−0,183	−0,176	−0,167	−0,159	−0,150	−0,142	−0,135	−0,127	−0,120
		0,40	−0,164	−0,213	−0,224	−0,218	−0,206	−0,192	−0,178	−0,163	−0,149	−0,134	−0,120
		0,50	−0,244	−0,222	−0,200	−0,186	−0,174	−0,164	−0,154	−0,145	−0,136	−0,128	−0,120

Продолжение табл. 16.15

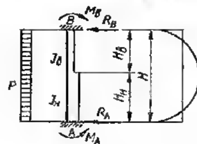
y	Коэффициент	λ	n = 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,40H	k_{A2}	0,10	0,291	0,298	0,304	0,308	0,311	0,313	0,315	0,312	0,318	0,319	0,320
		0,20	0,247	0,295	0,311	0,316	0,318	0,319	0,320	0,320	0,320	0,320	0,320
		0,30	0,076	0,232	0,291	0,310	0,317	0,321	0,322	0,323	0,322	0,321	0,320
		0,40	−0,200	0,060	0,218	0,269	0,293	0,306	0,314	0,318	0,320	0,320	0,320
		0,50	0,526	0,451	0,400	0,375	0,360	0,349	0,341	0,334	0,329	0,324	0,320
	k'_{B2}	0,10	1,365	1,377	1,393	1,404	1,413	1,420	1,425	1,430	1,434	1,437	1,440
		0,20	1,375	1,427	1,443	1,446	1,446	1,446	1,445	1,444	1,442	1,441	1,440
		0,30	1,245	1,416	1,474	1,485	1,485	1,480	1,473	1,465	1,457	1,448	1,440
		0,40	0,965	1,293	1,442	1,486	1,499	1,499	1,492	1,481	1,469	1,455	1,440
		0,50	1,770	1,673	1,600	1,561	1,534	1,513	1,495	1,480	1,465	1,452	1,440
0,50H	k_{B2}	0,10	−0,080	−0,106	−0,140	−0,155	−0,185	−0,201	−0,215	−0,226	−0,235	−0,243	−0,250
		0,20	−0,125	−0,142	−0,161	−0,177	−0,191	−0,203	−0,215	−0,225	−0,234	−0,242	−0,250
		0,30	−0,158	−0,185	−0,201	−0,210	−0,218	−0,224	−0,230	−0,236	−0,241	−0,246	−0,250
		0,40	−0,156	−0,210	−0,236	−0,245	−0,249	−0,251	−0,252	−0,252	−0,251	−0,251	−0,250
		0,50	−0,128	−0,203	−0,250	−0,267	−0,272	−0,273	−0,271	−0,267	−0,262	−0,256	−0,250
	k_{A2}	0,10	0,163	0,181	0,198	0,210	0,220	0,227	0,233	0,239	0,243	0,247	0,250
		0,20	0,127	0,178	0,201	0,212	0,221	0,227	0,233	0,238	0,243	0,246	0,250
		0,30	−0,022	0,124	0,184	0,207	0,220	0,228	0,235	0,239	0,244	0,247	0,250
		0,40	−0,267	−0,009	0,122	0,173	0,200	0,217	0,228	0,236	0,242	0,246	0,250
		0,50	−0,512	−0,208	0,000	0,095	0,148	0,182	0,205	0,221	0,234	0,243	0,250
	k'_{B2}	0,10	1,243	1,287	1,338	1,375	1,405	1,429	1,448	1,464	1,478	1,490	1,500
		0,20	1,252	1,319	1,361	1,389	1,412	1,431	1,448	1,463	1,476	1,489	1,500
		0,30	1,140	1,310	1,385	1,417	1,438	1,453	1,465	1,475	1,484	1,493	1,500
		0,40	0,880	1,201	1,358	1,418	1,449	1,458	1,479	1,488	1,493	1,497	1,500
		0,50	0,617	0,996	1,250	1,361	1,420	1,455	1,475	1,488	1,495	1,499	1,500

0,60H	k_{B2}	0,10	−0,080	−0,117	−0,164	−0,200	−0,229	−0,251	−0,270	−0,285	−0,299	−0,310	−0,320
		0,20	−0,114	−0,139	−0,170	−0,196	−0,220	−0,241	−0,260	−0,277	−0,293	−0,307	−0,320
		0,30	−0,142	−0,174	−0,200	−0,220	−0,237	−0,253	−0,258	−0,282	−0,296	−0,308	−0,320
		0,40	−0,140	−0,194	−0,228	−0,247	−0,261	−0,273	−0,264	−0,294	−0,303	−0,312	−0,320
		0,50	−0,116	−0,189	−0,240	−0,265	−0,280	−0,291	−0,299	−0,399	−0,311	−0,316	−0,320
	k_{A2}	0,10	−0,002	0,024	0,047	0,064	0,077	0,088	0,097	0,104	0,110	0,115	0,120
		0,20	−0,027	0,021	0,047	0,062	0,074	0,084	0,093	0,101	0,108	0,114	0,120
		0,30	−0,150	−0,022	0,034	0,058	0,073	0,085	0,094	0,101	0,108	0,114	0,120
		0,40	−0,361	−0,134	−0,017	0,031	0,058	0,076	0,089	0,099	0,107	0,114	0,120
		0,50	−0,571	−0,304	−0,120	−0,035	0,015	0,047	0,070	0,087	0,101	0,111	0,120
	k'_{B2}	0,10	1,082	1,140	1,211	1,264	1,306	1,339	1,367	1,389	1,409	1,426	1,440
		0,20	1,088	1,160	1,216	1,259	1,294	1,325	1,353	1,378	1,401	1,421	1,440
		0,30	0,992	1,151	1,234	1,278	1,310	1,338	1,362	1,384	1,404	1,423	1,440
		0,40	0,779	1,060	1,211	1,278	1,319	1,349	1,373	1,392	1,410	1,426	1,440
		0,50	0,544	0,684	1,120	1,230	1,295	1,338	1,369	1,393	1,412	1,427	1,440
0,70H	k_{B2}	0,10	−0,072	−0,111	−0,163	−0,201	−0,232	−0,256	−0,276	−0,293	−0,307	−0,319	−0,330
		0,20	−0,097	−0,123	−0,158	−0,188	−0,215	−0,240	−0,261	−0,281	−0,299	−0,315	−0,330
		0,30	−0,118	−0,149	−0,179	−0,203	−0,225	−0,245	−0,264	−0,282	−0,299	−0,315	−0,330
		0,40	−0,117	−0,165	−0,201	−0,224	−0,242	−0,269	−0,275	−0,290	−0,304	−0,317	−0,330
		0,50	−0,097	−0,161	−0,210	−0,238	−0,257	−0,273	−0,286	−0,298	−0,310	−0,320	−0,330
	k_{A2}	0,10	−0,195	−0,173	−0,148	−0,130	−0,116	−0,104	−0,095	−0,087	−0,081	−0,075	−0,070
		0,20	−0,216	−0,175	−0,150	−0,134	−0,121	−0,110	−0,100	−0,092	−0,084	−0,077	−0,070
		0,30	−0,313	−0,208	−0,169	−0,137	−0,122	−0,110	−0,100	−0,092	−0,084	−0,077	−0,070
		0,40	−0,481	−0,296	−0,199	−0,157	−0,133	−0,116	−0,104	−0,093	−0,085	−0,077	−0,070
		0,50	−0,651	−0,432	−0,280	−0,209	−0,166	−0,138	−0,118	−0,102	−0,089	−0,079	−0,070
	k'_{B2}	0,10	0,877	0,939	1,015	1,071	1,116	1,152	1,181	1,206	1,227	1,244	1,250
		0,20	0,880	0,948	1,008	1,054	1,094	1,130	1,161	1,189	1,215	1,239	1,250
		0,30	0,806	0,941	1,020	1,066	1,103	1,135	1,164	1,190	1,215	1,238	1,260
		0,40	0,637	0,870	1,002	1,066	1,109	1,143	1,171	1,196	1,219	1,240	1,260
		0,50	0,446	0,729	0,930	1,029	1,091	1,135	1,169	1,196	1,220	1,241	1,260

Продолжение табл. 16.15

y	Коэффициент	λ	n: 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,80H	k_{B2}	0,10	−0,056	−0,090	−0,135	−0,168	−0,195	−0,216	−0,233	−0,248	−0,260	−0,271	−0,280
		0,20	−0,072	−0,095	−0,126	−0,153	−0,177	−0,199	−0,218	−0,236	−0,252	−0,267	−0,280
		0,30	−0,087	−0,112	−0,139	−0,161	−0,181	−0,200	−0,218	−0,235	−0,251	−0,256	−0,280
		0,40	−0,086	−0,123	−0,154	−0,175	−0,193	−0,209	−0,224	−0,239	−0,253	−0,267	−0,260
		0,50	−0,072	−0,120	−0,160	−0,184	−0,203	−0,218	−0,232	−0,245	−0,257	−0,269	−0,280
	k_{A2}	0,10	−0,427	−0,409	−0,368	−0,372	−0,360	−0,350	−0,342	−0,335	−0,329	−0,324	−0,320
		0,20	−0,442	−0,411	−0,390	−0,377	−0,365	−0,355	−0,347	−0,339	−0,332	−0,326	−0,320
		0,30	−0,510	−0,433	−0,396	−0,378	−0,356	−0,356	−0,347	−0,339	−0,332	−0,326	−0,320
		0,40	−0,628	−0,494	−0,423	−0,392	−0,373	−0,360	−0,349	−0,341	−0,333	−0,328	−0,320
		0,50	−0,747	−0,590	−0,480	−0,427	−0,396	−0,375	−0,359	−0,346	−0,336	−0,328	−0,320
	k'_{B2}	0,10	0,628	0,681	0,747	0,796	0,835	0,866	0,892	0,913	0,931	0,947	0,960
		0,20	0,630	0,684	0,736	0,777	0,812	0,843	0,871	0,897	0,920	0,941	0,960
		0,30	0,577	0,679	0,743	0,783	0,816	0,845	0,871	0,895	0,918	0,940	0,960
		0,40	0,458	0,629	0,731	0,783	0,820	0,849	0,875	0,899	0,920	0,941	0,960
		0,50	0,326	0,530	0,660	0,757	0,807	0,844	0,873	0,899	0,921	0,941	0,960
0,90H	k_{B2}	0,10	−0,032	−0,053	−0,080	−0,101	−0,117	−0,130	−0,141	−0,150	−0,158	−0,164	−0,170
		0,20	−0,040	−0,054	−0,073	−0,090	−0,105	−0,119	−0,131	−0,142	−0,152	−0,162	−0,170
		0,30	−0,047	−0,062	−0,079	−0,093	−0,106	−0,119	−0,130	−0,141	−0,151	−0,161	−0,170
		0,40	−0,047	−0,068	−0,087	−0,100	−0,112	−0,123	−0,133	−0,143	−0,152	−0,161	−0,170
		0,50	−0,039	−0,067	−0,090	−0,105	−0,117	−0,127	−0,137	−0,146	−0,154	−0,162	−0,170
	k_{A2}	0,10	−0,695	−0,685	−0,672	−0,662	−0,654	−0,648	−0,643	−0,539	−0,636	−0,633	−0,630
		0,20	−0,703	−0,586	−0,674	−0,665	−0,658	−0,652	−0,647	−0,642	−0,688	−0,634	−0,630
		0,30	−0,738	−0,697	−0,676	−0,656	−0,658	−0,652	−0,647	−0,642	−0,638	−0,634	−0,630
		0,40	−0,801	−0,729	−0,690	−0,673	−0,662	−0,654	−0,648	−0,643	−0,638	−0,634	−0,630
		0,50	−0,864	−0,780	−0,720	−0,691	−0,674	−0,662	−0,653	−0,646	−0,640	−0,635	−0,630
	k'_{B2}	0,10	0,337	0,368	0,409	0,439	0,468	0,482	0,498	0,511	0,522	0,532	0,540
		0,20	0,336	0,368	0,400	0,425	0,447	0,467	0,485	0,500	0,515	0,528	0,540
		0,30	0,310	0,366	0,403	0,427	0,448	0,466	0,486	0,499	0,513	0,527	0,540
		0,40	0,247	0,339	0,397	0,427	0,450	0,468	0,485	0,500	0,514	0,527	0,640
		0,50	0,175	0,287	0,370	0,414	0,443	0,466	0,484	0,600	0,514	0,528	0,540

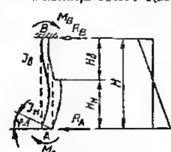
Таблица 16.16. Коэффициенты k для определения усилий в стойках от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки p



$$n=\frac{J_{в}}{J_{н}};\quad \lambda=\frac{H_{в}}{H};$$
$$M_B=k_{B3}\,pH^2;\qquad M_A=k_{A3}\,pH^2;$$
$$R_B=k'_{B3}\,pH;\qquad R_A=(1-k'_{B3})\,pH.$$

Коэф-фици-ент	λ	n: 0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
k_{B3}	0,10	0,025	0,034	0,046	0,054	0,061	0,067	0,071	0,075	0,078	0,081	0,083
	0,20	0,036	0,042	0,049	0,055	0,060	0,055	0,070	0,074	0,077	0,080	0,083
	0,30	0,042	0,050	0,056	0,060	0,064	0,068	0,072	0,075	0,078	0,081	0,083
	0,40	0,042	0,054	0,081	0,065	0,069	0,072	0,074	0,077	0,079	0,081	0,083
	0,50	0,040	0,053	0,063	0,068	0,071	0,074	0,076	0,078	0,080	0,082	0,083
k_{A3}	0,10	0,112	0,107	0,101	0,097	0,094	0,091	0,089	0,087	0,086	0,084	0,083
	0,20	0,122	0,108	0,101	0,097	0,094	0,092	0,090	0,088	0,086	0,085	0,083
	0,30	0,149	0,117	0,104	0,098	0,094	0,092	0,090	0,088	0,086	0,085	0,083
	0,40	0,182	0,137	0,113	0,103	0,097	0,093	0,090	0,088	0,086	0,085	0,083
	0,50	0,201	0,156	0,125	0,111	0,102	0,097	0,093	0,090	0,087	0,085	0,083
k'_{B3}	0,10	0,412	0,427	0,444	0,457	0,467	0,476	0,482	0,488	0,492	0,497	0,500
	0,20	0,413	0,434	0,448	0,458	0,466	0,474	0,480	0,486	0,491	0,496	0,500
	0,30	0,393	0,432	0,452	0,462	0,470	0,477	0,482	0,487	0,492	0,496	0,500
	0,40	0,352	0,417	0,449	0,463	0,472	0,479	0,484	0,489	0,493	0,497	0,500
	0,50	0,340	0,397	0,438	0,457	0,469	0,477	0,484	0,489	0,493	0,497	0,500

Таблица 16.17. Коэффициенты k для определения усилий в стойках от поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$



$$n=\frac{J_{в}}{J_{н}};\quad \lambda=\frac{H_{в}}{H};$$
$$M_B=k_{B4}\frac{EJ_{н}}{H};\quad M_A=k_{A4}\frac{EJ_{н}}{H};$$
$$R_B=k'_{B4}\frac{EJ_{н}}{H^2};\quad R_A=-R_B.$$

Коэф-фици-ент	λ	n: 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
k_{B4}	0,1	0,608	0,940	1,184	1,380	1,536	1,660	1,768	1,856	1,936	2,000
	0,2	0,648	0,836	1,040	1,224	1,388	1,532	1,668	1,788	1,900	2,000
	0,3	0,700	0,896	1,072	1,236	1,388	1,528	1,668	1,788	1,908	2,000
	0,4	0,752	0,964	1,068	1,272	1,408	1,536	1,656	1,776	1,888	2,000
	0,5	0,792	1,000	1,180	1,312	1,456	1,572	1,668	1,792	1,900	2,000
k_{A4}	0,1	3,352	3,512	3,624	3,716	3,788	3,844	3,892	3,936	3,972	4,000
	0,2	3,380	3,480	3,580	3,664	3,736	3,800	3,856	3,912	3,960	4,000
	0,3	3,276	3,492	3,612	3,700	3,780	3,836	3,912	3,948	3,996	4,000
	0,4	2,892	3,312	3,440	3,624	3,716	3,788	3,848	3,304	3,956	4,000
	0,5	2,352	3,000	3,312	3,464	3,640	3,744	3,812	3,892	3,948	4,000
k'_{B4}	0,1	3,960	4,452	4,808	5,096	5,324	5,604	5,660	5,792	5,908	6,000
	0,2	4,028	4,316	4,620	4,888	5,120	5,332	5,524	5,700	5,860	6,000
	0,3	3,976	4,388	4,684	4,936	5,168	5,364	5,580	5,736	5,904	6,000
	0,4	3,644	4,276	4,508	4,896	5,124	5,324	5,504	5,060	5,844	6,000
	0,5	3,144	4,000	4,492	4,776	5,096	5,316	5,480	5,684	5,848	6,000

Таблица 16.18. **Коэффициенты k для определения усилий в стойках от поворота верхнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$**

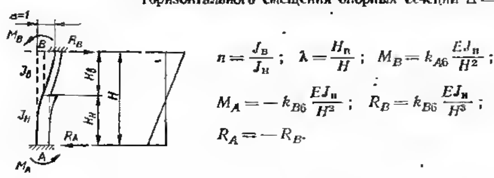
$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = k_{B5}\frac{EJ_н}{H}; \quad M_A = k_{A5}\frac{EJ_н}{H};$$

$$R_B = k'_{B5}\frac{EJ_н}{H^2}; \quad R_A = -R'_B.$$

Коэффициент	λ	n										
		0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
k_{B5}	0,10	0,440	0,983	1,689	2,224	2,642	2,979	3,256	3,488	3,684	3,853	4,000
	0,20	0,296	0,664	1,216	1,705	2,140	2,530	2,882	3,201	3,491	3,756	4,000
	0,30	0,274	0,580	1,055	1,499	1,918	2,313	2,687	3,041	3,377	3,696	4,000
	0,40	0,272	0,566	1,006	1,423	1,825	2,215	2,593	2,959	3,316	3,663	4,000
	0,50	0,262	0,564	1,000	1,406	1,799	2,182	2,557	2,927	3,290	3,648	4,000
k_{A5}	0,10	0,359	0,610	0,935	1,182	1,375	1,530	1,657	1,764	1,855	1,932	2,000
	0,20	0,431	0,600	0,835	1,040	1,222	1,386	1,533	1,666	1,787	1,898	2,000
	0,30	0,511	0,687	0,887	1,061	1,220	1,369	1,510	1,652	1,768	1,887	2,000
	0,40	0,507	0,749	0,965	1,128	1,273	1,407	1,535	1,658	1,776	1,890	2,000
	0,50	0,427	0,730	1,000	1,180	1,325	1,455	1,574	1,686	1,794	1,899	2,000
k'_{B5}	0,10	0,799	1,594	2,625	3,405	4,017	4,509	4,913	5,251	5,539	5,786	6,000
	0,20	0,727	1,264	2,051	2,745	3,362	3,916	4,415	4,867	5,278	5,655	6,000
	0,30	0,785	1,268	1,942	2,560	3,138	3,682	4,196	4,683	5,145	5,583	6,000
	0,40	0,779	1,315	1,971	2,551	3,098	3,622	4,128	4,617	5,091	5,552	6,000
	0,50	0,689	1,295	2,000	2,686	3,124	3,636	4,131	4,613	5,084	5,546	6,000

Таблица 16.19. **Коэффициенты k для определения усилий в стойках от взаимного горизонтального смещения опорных сечений $\Delta = 1$**



$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H}; \quad M_B = k_{A6}\frac{EJ_н}{H^2};$$

$$M_A = -k_{B6}\frac{EJ_н}{H^2}; \quad R_B = k_{B6}\frac{EJ_н}{H^3};$$

$$R_A = -R_B.$$

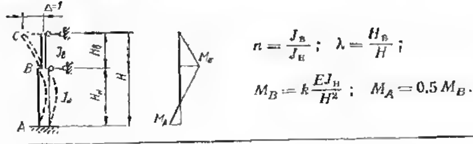
Коэффициент	λ	n										
		0,04	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
k_{B6}	0,10	0,799	1,594	2,624	3,405	4,017	4,509	4,913	5,251	5,539	5,766	6,000
	0,20	0,728	1,264	2,051	2,745	3,362	3,916	4,415	4,867	5,278	5,655	6,000
	0,30	0,785	1,268	1,942	2,560	3,138	3,682	4,196	4,683	5,145	5,583	6,000
	0,40	0,779	1,315	1,971	2,551	3,098	3,622	4,128	4,617	5,091	5,552	6,000
	0,50	0,689	1,295	2,000	2,586	3,124	3,636	4,131	4,613	5,084	5,546	6,000
k_{A6}	0,10	3,580	3,962	4,442	4,803	5,085	5,312	5,498	5,655	5,787	5,901	6,000
	0,20	3,580	3,940	4,314	4,614	4,885	5,121	5,332	5,523	5,096	5,855	6,000
	0,30	3,290	3,915	4,341	4,633	4,880	6,101	5,305	5,495	5,673	5,841	6,000
	0,40	2,630	3,642	4,277	4,632	4,897	5,121	5,321	5,506	5,679	5,843	6,000
	0,50	1,870	3,087	4,000	4,492	4,828	5,091	5,311	5,506	5,682	5,846	6,000
k'_{B6}	0,10	4,380	5,556	7,066	8,208	9,102	9,821	10,412	10,906	11,326	11,687	12,000
	0,20	4,310	5,203	6,365	7,365	8,247	9,036	9,747	10,390	10,975	11,509	12,000
	0,30	4,080	5,182	6,283	7,193	8,018	8,783	9,501	10,178	10,818	11,424	12,000
	0,40	3,410	4,956	6,248	7,183	7,995	8,743	9,449	10,123	10,770	11,395	12,000
	0,50	2,560	4,382	6,000	7,078	7,953	8,727	9,443	10,119	10,766	11,392	12,000

СТУПЕНЧАТЫЕ СТОЙКИ, ЗАЩЕМЛЕННЫЕ В НИЖНЕМ СЕЧЕНИИ И ШАРНИРНО ЗАКРЕПЛЕННЫЕ В ДВУХ УРОВНЯХ

В табл. 16.20—16.22 приведены данные для расчета стоек переменного сечения, защемленных в нижнем сечении и шарнирно закрепленных в двух уровнях. Таблицами рекомендуется пользоваться при расчете продольных рам одноэтажных промышленных зданий на температурные воздействия и горизонтальные нагрузки, направленные вдоль продольного ряда колонн.

Методика расчета продольных рам одноэтажных промышленных зданий изложена в разделе I.

Таблица 16.20. **Коэффициенты k для определения изгибающих моментов в стойке переменного сечения, закрепленной в двух уровнях, от смещения узла C на величину $\Delta = 1$**

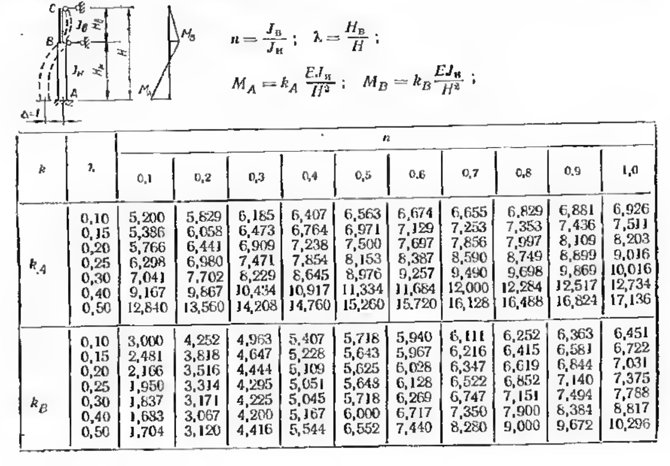


$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_B = k\frac{EJ_н}{H^2}; \quad M_A = 0{,}5\,M_B.$$

λ	n									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,10	17,910	25,532	29,703	32,432	34,247	35,644	36,649	37,500	38,136	38,710
0,15	9,346	14,423	17,578	19,769	21,337	22,528	23,490	24,242	24,771	25,424
0,20	5,769	9,375	11,842	13,636	15,000	16,071	16,935	17,647	18,243	18,750
0,25	3,916	6,615	8,588	10,093	11,278	12,245	13,043	13,636	14,211	14,706
0,30	2,830	4,934	6,550	7,833	8,876	9,730	10,448	11,111	11,638	12,097
0,40	1,685	3,061	4,206	5,172	6,000	6,716	7,343	7,895	8,385	8,824
0,50	1,115	2,086	2,941	3,692	4,360	4,959	5,497	6,000	6,444	6,849

Таблица 16.21. **Коэффициенты k для определения изгибающих моментов в стойке переменного сечения, закрепленной в двух уровнях, от смещения узла A на величину $\Delta = 1$**



$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_A = k_A\frac{EJ_н}{H^2}; \quad M_B = k_B\frac{EJ_н}{H^2};$$

k	λ	n									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
k_A	0,10	5,200	5,829	6,185	6,407	6,563	6,674	6,655	6,829	6,881	6,926
	0,15	5,386	6,058	6,473	6,764	6,971	7,129	7,253	7,353	7,436	7,511
	0,20	5,766	6,441	6,909	7,238	7,500	7,697	7,856	7,997	8,109	8,203
	0,25	6,298	6,980	7,471	7,854	8,153	8,387	8,590	8,749	8,899	9,016
	0,30	7,041	7,702	8,229	8,645	8,976	9,257	9,490	9,698	9,869	10,016
	0,40	9,167	9,867	10,434	10,917	11,334	11,684	12,000	12,284	12,517	12,734
	0,50	12,840	13,560	14,208	14,760	15,260	15,720	16,128	16,488	16,824	17,136
k_B	0,10	3,000	4,252	4,963	5,407	5,718	5,940	6,111	6,252	6,363	6,451
	0,15	2,481	3,818	4,647	5,228	5,643	5,967	6,216	6,415	6,581	6,722
	0,20	2,166	3,516	4,444	5,109	5,625	6,028	6,347	6,619	6,844	7,031
	0,25	1,950	3,314	4,295	5,051	5,648	6,128	6,522	6,852	7,140	7,375
	0,30	1,837	3,171	4,225	5,045	5,718	6,269	6,747	7,151	7,494	7,788
	0,40	1,683	3,067	4,200	5,167	6,000	6,717	7,350	7,900	8,384	8,817
	0,50	1,704	3,120	4,416	5,544	6,552	7,440	8,280	9,000	9,672	10,296

Таблица 16.22. **Коэффициенты k для определения изгибающих моментов в стойке переменного сечения, закрепленной в двух уровнях, от поворота узла A на угол $\varphi = 1$**

$$n = \frac{J_в}{J_н}; \quad \lambda = \frac{H_в}{H};$$

$$M_A = k_A \frac{EJ_н}{H}; \quad M_B = k_B \frac{EJ_н}{H}.$$

k	λ	n									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
k_A	0,10	3,783	3,971	4,077	4,144	4,191	4,224	4,250	4,271	4,287	4,301
	0,15	3,880	4,069	4,187	4,329	4,318	4,374	4,408	4,437	4,461	4,481
	0,20	4,039	4,219	4,343	4,431	4,500	4,554	4,596	4,633	4,663	4,688
	0,25	4,243	4,414	4,536	4,631	4,704	4,765	4,815	4,856	4,891	4,921
	0,30	4,501	4,657	4,780	4,876	4,954	5,619	5,074	5,120	5,162	5,196
	0,40	5,169	5,308	5,421	5,518	5,601	5,673	5,736	5,791	5,840	5,883
	0,50	6,142	6,260	6,368	6,462	6,546	6,620	6,690	6,750	6,806	6,858
k_B	0,10	0,893	1,277	1,485	1,622	1,712	1,782	1,832	1,875	1,907	1,935
	0,15	0,701	1,079	1,320	1,481	1,599	1,689	1,762	1,818	1,865	1,904
	0,20	0,577	0,938	1,184	1,364	1,500	1,607	1,694	1,765	1,824	1,875
	0,25	0,490	0,826	1,074	1,263	1,412	1,531	1,630	1,714	1,786	1,845
	0,30	0,425	0,741	0,983	1,176	1,332	1,463	1,571	1,667	1,746	1,818
	0,40	0,337	0,612	0,841	1,034	1,200	1,343	1,469	1,579	1,677	1,765
	0,50	0,279	0,522	0,734	0,923	1,090	1,241	1,376	1,509	1,611	1,714

Глава 17

РАМЫ *

С помощью приведенных здесь формул и таблиц можно рассчитывать рамы на все встречающиеся в практике виды нагрузок и перемещения опор.

Для простых рам (Г-, Т- и П-образных) приведены точные решения. Для многоэтажных одно- и многопролетных рам таблицы позволяют получить приближенные решения с достаточной в обычных случаях точностью.

Формулы и таблицы могут быть использованы также для упрощения расчета сложных рам методами сил или перемещений. Основные системы в этом случае рекомендуется выбирать путем расчленения заданной сложной рамы на ряд более простых, для расчета которых имеются готовые формулы или таблицы.

Приводятся также формулы для определения перемещений упругих систем перемножением эпюр моментов.

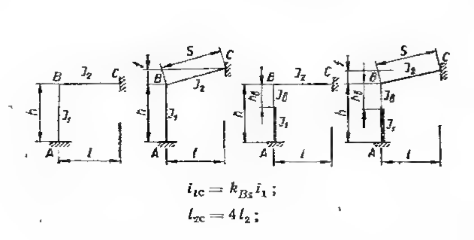
ПРОСТЫЕ РАМЫ

В табл. 17.1—17.3 приводятся формулы для расчета наиболее часто встречающихся схем одноконтурных, т. е. П-образных, а также *Г*- и Т-образных рам. Использование данных табл. 17.1—17.3 в сочетании с таблицами для расчета стоек (см. табл. 16.14—16.19) позволяет упростить расчет сложных рам методами сил или перемещений.

Для каждой из рассмотренных в табл. 17.1—17.3 схем рам приводятся формулы для расчета рамы со стойками постоянного сечения и как более общий случай со стойками ступенчато-переменного сечения.

* Литература к расчету рам указана в разделе 1.

Таблица 17.1. **Формулы для расчета Г-образных рам**



$i_{1c} = k_{Bs} i_1$;

$i_{2c} = 4 i_2$;

$i_1 = \dfrac{I_1}{h}$;

$i_2 = \dfrac{I_2}{l}$ — при горизонтальном ригеле;

$i_2 = \dfrac{I_2}{s}$ — при наклонном ригеле;

$k = \dfrac{1}{i_1 + i_2}$ — при стойке постоянного сечения;

$k = \dfrac{1}{i_{1c} + i_{2c}}$ — при стойке ступенчато-переменного сечения.

Все коэффициенты k с индексами (k_{A1}, k_{B1} и др.) принимаются по данным табл. 16.14—16.19.

Схема нагружения		M_c, $\varphi=1$, M_b, M_a	M_b, M_c, $\varphi=1$, M_a	$\Delta=1$, M_c, M_b, M_a
Стойка постоянного сечения	M_a	$Ei_1 i_2 k$	$Ei_1 (4 - i_1 k)$	$i_1 (1 - 0{,}5 i_1 k) \dfrac{6E}{h}$
	M_b	$2Ei_1 i_2 k$	$2Ei_1 i_2 k$	$i_1 i_2 k \dfrac{6E}{h}$
	M_c	$Ei_2 (4 - i_2 k)$	$Ei_1 i_2 k$	$i_1 i_2 k \dfrac{3E}{h}$
Стойка ступенчато-переменного сечения	M_a	$2\,Ei_{1c} i_2 k k_{A5}$	$Ei_1 (k_{A4} - i_1 k k_{A5} k_{B4})$	$\dfrac{Ei_1}{h} (k_{A6} - i_1 k k_{B6} k_{A5})$
	M_b	$2Ei_{1c} i_2 k$	$Ei_1 i_{2c} k k_{B4}$	$\dfrac{Ei_1}{h} k_{B6} i_{2c} k$
	M_c	$Ei_2 (4 - i_{2c} k)$	$\dfrac{Ei_1}{2} i_{2c} k k_{B4}$	$\dfrac{Ei_1}{2h} k_{B6} i_{2c} k$
Схема нагружения		M_b, M_c, $\Delta=1$, f, M_a	q, M_b, M_c, M_a	P, M_b, M_c, a, b, M_a
Стойка постоянного сечения	M_a	$\dfrac{3Ei_1}{hl} [hi_2 k + f (2 - i_1 k)]$	$i_1 k \dfrac{ql^2}{24}$	$i_1 k \dfrac{Pab^2}{2l^2}$

Продолжение табл. 17.1

Схема нагружения				
Стойка постоянного сечения	M_b	$\frac{6Ei_1i_2k}{hl}(h+l)$	$i_1k\frac{ql^2}{12}$	$i_1k\frac{Pab^2}{l^2}$
	M_c	$\frac{3Ei_2}{hl}[li_1k+h(2-i_2k)]$	$(1+0{,}5i_2k)\frac{ql^2}{12}$	$(0{,}5i_2kb+a)\frac{Pab}{l^2}$
Стойка ступенчато-переменного сечения	M_a	$6Ei_1i_2kk_{A5}$ (при горизонтальном ригеле)	$\frac{i_{1c}kk_{A5}}{k_{B5}}\cdot\frac{ql^2}{12}$	$\frac{i_{1c}kk_{A5}}{k_{B5}}\cdot\frac{Pab^2}{l^2}$
	M_b	$6Ei_1i_{2c}k$ (при горизонтальном ригеле)	$i_{1c}k\frac{ql^2}{12}$	$i_{1c}k\frac{Pab^2}{l^2}$
	M_c	$6Ei_2(1-0{,}5i_{2c}k)$ (при горизонтальном ригеле)	$(1-0{,}5i_{2c}k)\frac{ql^2}{12}$	$(0{,}5i_{2c}kb+a)\frac{Pab}{l^2}$
Схема нагружения				
Стойка постоянного сечения	M_a	$(1-0{,}5i_1k)\frac{qh^2}{12}$	$(0{,}5i_1kb+a)\frac{Pab}{h^2}$	$[a(2b-a)-0{,}5i_1kb(2a-b)]\times\frac{m}{h^2}$
	M_b	$i_2k\frac{qh^2}{12}$	$i_2k\frac{Pab^2}{h^2}$	$i_2k\frac{mb(2a-b)}{h^2}$
	M_c	$i_2k\frac{qh^2}{24}$	$i_2k\frac{Pab^2}{2h^2}$	$i_2k\frac{mb(2a-b)}{2h^2}$
Стойка ступенчато-переменного сечения	M_a	$(k_{A3}+i_1kk_{A5}k_{B3})\times qh^2$	$(k_{A1}+i_1kk_{A5}k_{B1})Ph$	$(k_{A2}-i_1kk_{A5}k_{B2})m$
	M_b	$i_{2c}kk_{B3}qh^2$	$i_{2c}kk_{B1}Ph$	$i_{2c}kk_{B2}m$
	M_c	$0{,}5i_{2c}kk_{B3}qh^2$	$0{,}5i_{2c}kk_{B1}Ph$	$0{,}5i_{2c}kk_{B2}m$

Таблица 17.2. **Формулы для расчета *T*-образных рам**

$$i_1 = \frac{J_1}{h}; \quad i_2 = \frac{J_2}{l_1}; \quad i_3 = \frac{J_3}{l_2};$$

$$k = \frac{1}{i_1 + i_2 + i_3}$$ — при стойке постоянного сечения;

$$k = \frac{1}{i_{1c} + i_{2c} + i_{3c}}$$ — при стойке ступенчато-переменного сечения;

$$i_{1c} = k_{B5} i_1; \quad i_{2c} = 4i_2; \quad i_{3c} = 4i_3.$$

Все коэффициенты k с индексами (k_{A1}, k_{B1} и др.) принимаются по данным табл. 16.14—16.19.

Схема нагружения				
Стойка постоянного сечения	$M_b^л$	$2Ei_1 i_2 k$	$2Ei_2 i_3 k$	$2Ei_2(1 - i_2 k)$
	$M_b^{пр}$	$2Ei_1 i_3 k$	$2Ei_3(1 - i_3 k)$	$2Ei_2 i_3 k$
	$M_b^{ст}$	$2Ei_1(1 - i_1 k)$	$2Ei_1 i_3 k$	$2Ei_1 i_2 k$
	M_c	$Ei_1 i_2 k$	$Ei_2 i_3 k$	$Ei_2(4 - i_2 k)$
	M_d	$Ei_1 i_3 k$	$Ei_3(4 - i_3 k)$	$Ei_1 i_3 k$
	M_a	$Ei_1(4 - i_1 k)$	$Ei_1 i_3 k$	$Ei_1 i_2 k$
Стойка ступенчато-переменного сечения	$M_b^л$	$Ei_1 i_{2c} k k_{B4}$	$2Ei_2 i_{3c} k$	$2Ei_2(1 - i_{2c} k)$
	$M_b^{пр}$	$Ei_1 i_{3c} k k_{B4}$	$2Ei_3(1 - i_{3c} k)$	$2Ei_2 i_{3c} k$
	$M_b^{ст}$	$Ei_1 k_{B4}(1 - i_{1c} k)$	$2Ei_3 i_{1c} k$	$2Ei_2 i_{1c} k$
	M_c	$0{,}5Ei_1 i_{2c} k k_{B4}$	$Ei_3 i_{2c} k$	$Ei_2(4 - i_{2c} k)$
	M_d	$0{,}5Ei_1 i_{3c} k k_{B4}$	$Ei_3(4 - i_{3c} k)$	$Ei_2 i_{3c} k$
	M_a	$Ei_1(k_{A4} - i_1 k_{A5} k_{B4} k)$	$\frac{2Ei_3 i_{1c} k k_{A5}}{k_{B5}}$	$\frac{2Ei_2 i_{1c} k k_{A5}}{k_{B5}}$

Продолжение табл. 17.2

Схема нагружения				
Стойка постоянного сечения	$M_b^л$	$\frac{6Ei_1 i_3 k}{h}$	$\frac{6Ei_2 i_3 k}{l_2}$	$\frac{6Ei_2 (1 - i_2 k)}{l_1}$
	$M_b^{пр}$	$\frac{6Ei_1 i_3 k}{h}$	$\frac{6Ei_3 (1 - i_3 k)}{l_2}$	$\frac{6Ei_2 i_3 k}{l_1}$
	$M_b^{ст}$	$\frac{6Ei_1 (1 - i_1 k)}{h}$	$\frac{6Ei_1 i_3 k}{l_2}$	$\frac{6Ei_1 i_2 k}{l_1}$
	M_c	$\frac{3Ei_1 i_2 k}{h}$	$\frac{3Ei_2 i_3 k}{l_2}$	$\frac{6Ei_2 (1 - 0{,}5 i_2 k)}{l_1}$
	M_d	$\frac{3Ei_1 i_3 k}{h}$	$\frac{6Ei_3 (1 - 0{,}5 i_3 k)}{l_2}$	$\frac{3Ei_2 i_3 k}{l_1}$
	M_a	$\frac{6Ei_1 (1 - 0{,}5 i_1 k)}{h}$	$\frac{3Ei_1 i_3 k}{l_2}$	$\frac{3Ei_1 i_2 k}{l_1}$
Стойка ступенчато-переменного сечения	$M_b^л$	$\frac{Ei_1 i_{2c} k k_{B6}}{h}$	$\frac{6Ei_{2c} i_3 k}{l_2}$	$\frac{6Ei_2 (1 - i_{2c} k)}{l_1}$
	$M_b^{пр}$	$\frac{Ei_1 i_{3c} k k_{B6}}{h}$	$\frac{6Ei_3 (1 - i_{3c} k)}{l_2}$	$\frac{6Ei_2 i_{3c} k}{l_1}$
	$M_b^{ст}$	$\frac{Ei_1 k_{B6} (1 - i_{1c} k)}{h}$	$\frac{6Ei_{1c} i_3 k}{l_2}$	$\frac{6Ei_{1c} i_2 k}{l_1}$
	M_c	$\frac{Ei_1 i_{2c} k k_{B6}}{2h}$	$\frac{3Ei_{2c} i_3 k}{l_2}$	$\frac{6Ei_2 (1 - 0{,}5 i_{2c} k)}{l_1}$
	M_d	$\frac{Ei_1 i_{3c} k k_{B6}}{2h}$	$\frac{6Ei_3 (1 - 0{,}5 i_{3c} k)}{l_2}$	$\frac{3Ei_2 i_{3c} k}{l_1}$
	M_a	$\frac{Ei_1 k_{B6} (1 - i_1 k k_{A6})}{h}$	$\frac{6Ei_1 i_3 k k_{A5}}{l_2}$	$\frac{6Ei_1 i_2 k k_{A5}}{l_1}$

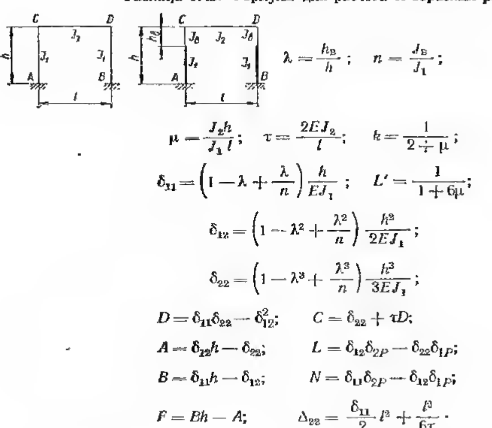
Продолжение табл. 17.2

Схема нагружения				
Стойка постоянного сечения	$M_b^{л}$	$(1 - i_2 k)\dfrac{ql_1^2}{12}$	$i_2 k \dfrac{ql_2^2}{12}$	$(1 - i_2 k)\dfrac{Pa^2 b}{l_1^2}$
	$M_b^{пр}$	$i_3 k \dfrac{ql_1^2}{12}$	$(1 - i_3 k)\dfrac{ql_2^2}{12}$	$i_3 k \dfrac{Pa^2 b}{l_1^2}$
	$M_b^{ст}$	$i_1 k \dfrac{ql_1^2}{12}$	$i_1 k \dfrac{ql_2^2}{12}$	$i_1 k \dfrac{Pa^2 b}{l_1^2}$
	M_c	$(1 + 0{,}5 i_2 k)\dfrac{ql_1^2}{12}$	$i_2 k \dfrac{ql_2^2}{24}$	$(0{,}5 i_2 k a + b)\dfrac{Pab}{l_1^2}$
	M_d	$i_3 k \dfrac{ql_1^2}{24}$	$(1 + 0{,}5 i_3 k)\dfrac{ql_2^2}{12}$	$i_3 k \dfrac{Pa^2 b}{2l_1^2}$
	M_a	$i_1 k \dfrac{ql_1^2}{24}$	$i_1 k \dfrac{ql_2^2}{24}$	$i_1 k \dfrac{Pa^2 b}{2l_1^2}$
Стойка ступенчато-переменного сечения	$M_b^{л}$	$(1 - i_{2c} k)\dfrac{ql_1^2}{12}$	$i_{2c} k \dfrac{ql_2^2}{12}$	$(1 - i_{2c} k)\dfrac{Pa^2 b}{l_1^2}$
	$M_b^{пр}$	$i_{3c} k \dfrac{ql_1^2}{12}$	$(1 - i_{3c} k)\dfrac{ql_2^2}{12}$	$i_{3c} k \dfrac{Pa^2 b}{l_1^2}$
	$M_b^{ст}$	$i_{1c} k \dfrac{ql_1^2}{12}$	$i_{1c} k \dfrac{ql_2^2}{12}$	$i_{1c} k \dfrac{Pa^2 b}{l_1^2}$
	M_c	$(1 + 0{,}5 k i_{2c})\dfrac{ql_1^2}{12}$	$i_{2c} k \dfrac{ql_2^2}{24}$	$(0{,}5 i_{2c} k a + b)\dfrac{Pab}{l_1^2}$
	M_d	$i_{3c} k \dfrac{ql_1^2}{24}$	$(1 + 0{,}5 i_{3c} k)\dfrac{ql_2^2}{12}$	$i_{3c} k \dfrac{Pa^2 b}{2l_1^2}$
	M_a	$\dfrac{i_{1c} k k_{A5}}{k_{B5}} \cdot \dfrac{ql_1^2}{12}$	$\dfrac{i_{1c} k k_{A5}}{k_{B5}} \cdot \dfrac{ql_2^2}{12}$	$\dfrac{i_{1c} k k_{A5}}{k_{B5}} \cdot \dfrac{Pa^2 b}{l_1^2}$

Продолжение табл. 17.2

Схема нагружения				
Стойка постоянного сечения	$M_b^{л}$	$i_2k\,\frac{Pab^2}{l_2^2}$	$i_2k\frac{Pab^2}{h^2}$	$i_2k\,\frac{mb\,(b-2a)}{h^2}$
	$M_b^{пр}$	$(1-i_3k)\,\frac{Pab^2}{l_2^2}$	$i_3k\,\frac{Pab^2}{h^2}$	$i_3k\,\frac{mb\,(b-2a)}{h^2}$
	$M_b^{ст}$	$i_1k\,\frac{Pab^2}{l_2^2}$	$(1-i_1k)\,\frac{Pab^2}{h^2}$	$(1-i_1k)\,\frac{mb\,(b-2a)}{h^2}$
	M_c	$i_2k\,\frac{Pab^2}{2l_2^2}$	$i_2k\,\frac{Pab^2}{2h^2}$	$i_2k\,\frac{mb\,(b-2a)}{2h^2}$
	M_d	$(0{,}5i_2kb+a)\,\frac{Pab}{l_2^2}$	$i_3k\,\frac{Pab^2}{2h^2}$	$i_3k\,\frac{mb\,(b-2a)}{2h^2}$
	M_a	$i_1k\,\frac{Pab^2}{2l_2^2}$	$(0{,}5i_1kb+a)\,\frac{Pab^2}{h^2}$	$[0{,}5i_1kb\,(b-2a)-$ $-a\,(a-2b)]\,\frac{m}{h^2}$
Стойка ступенчато-переменного сечения	$M_b^{л}$	$i_{2c}k\,\frac{Pab^2}{l_2^2}$	$i_{2c}kk_{B1}Ph$	$i_{2c}kk_{B2}m$
	$M_b^{пр}$	$(1-i_{3c}k)\,\frac{Pab^2}{l_2^2}$	$i_{3c}kk_{B1}Ph$	$i_{3c}kk_{B2}m$
	$M_b^{ст}$	$i_{1c}k\,\frac{Pab^2}{l_2^2}$	$(1-i_{1c}k)\,k_{B1}Ph$	$(1-i_{1c}k)\,k_{B2}m$
	M_c	$i_{2c}k\,\frac{Pab^2}{2l_2^2}$	$0{,}5i_{2c}kk_{B1}Ph$	$0{,}5i_{2c}kk_{B2}m$
	M_d	$(0{,}5i_3\,kb+a)\,\frac{Pab}{l_2^2}$	$0{,}5i_{3c}kk_{B1}Ph$	$0{,}5i_{3c}kk_{B2}m$
	M_a	$\frac{i_{1c}kk_{A5}}{k_{B5}}\cdot\frac{Pab^2}{l_2^2}$	$(1-i_1kk_{A5})\,k_{B1}Ph$	$(1-i_1kk_{A5})\,k_{B2}m$

Таблица 17.3. Формулы для расчета П-образных рам



$$\lambda = \frac{h_в}{h}; \quad n = \frac{J_в}{J_1};$$

$$\mu = \frac{J_2 h}{J_1 l}; \quad \tau = \frac{2EJ_2}{l}; \quad k = \frac{1}{2+\mu};$$

$$\delta_{11} = \left(1 - \lambda + \frac{\lambda}{n}\right)\frac{h}{EJ_1}; \quad L' = \frac{1}{1+6\mu};$$

$$\delta_{12} = \left(1 - \lambda^2 + \frac{\lambda^2}{n}\right)\frac{h^2}{2EJ_1};$$

$$\delta_{22} = \left(1 - \lambda^3 + \frac{\lambda^3}{n}\right)\frac{h^3}{3EJ_1};$$

$$D = \delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2; \quad C = \delta_{22} + \tau D;$$

$$A = \delta_{12}h - \delta_{22}; \quad L = \delta_{12}\delta_{2P} - \delta_{22}\delta_{1P};$$

$$B = \delta_{11}h - \delta_{12}; \quad N = \delta_{11}\delta_{2P} - \delta_{12}\delta_{1P};$$

$$F = Bh - A; \quad \Delta_{22} = \frac{\delta_{11}}{2}l^2 + \frac{l^3}{6\tau}.$$

Схема нагружения		M_c, M_d, $\varphi=1$, M_a, M_b	M_c, M_d, M_a, M_b, $\Delta=1$
Стойки постоянного сечения	M_a	$\frac{EJ_1}{h}[(3+2\mu)k + 3\mu L']$	$\frac{3EJ_1}{h^2}(1+\mu)k$
	M_b	$\frac{EJ_1}{h}[(3+2\mu)k - 3\mu L']$	$\frac{3EJ_1}{h^2}(1+\mu)k$
	M_c	$\mu(k - 3L')\frac{EJ_1}{h}$	$\frac{3EJ_1}{h_2}\mu k$
	M_d	$\mu(k + 3L')\frac{EJ_1}{h}$	$\frac{3EJ_1}{h^2}\mu k$
Стойки ступенчато-переменного сечения	M_a	$\frac{\tau F + h^2}{2C} + \frac{l^2}{4\Delta_{22}}$	$\frac{\tau B + h}{2C}$
	M_b	$\frac{\tau F + h^2}{2C} - \frac{l^2}{4\Delta_{22}}$	$\frac{\tau B + h}{2C}$
	M_c	$\frac{\tau A}{2C} - \frac{l^2}{4\Delta_{22}}$	$\frac{\tau\delta_{12}}{2C}$
	M_d	$\frac{\tau A}{2C} + \frac{l^2}{4\Delta_{22}}$	$\frac{\tau\delta_{12}}{2C}$

Продолжение табл. 17.3

Схема нагружения			$\delta_{1P} = (1-\lambda)\dfrac{mh}{EJ_1}$; $\delta_{2P} = (1-\lambda^2)\dfrac{mh^2}{2EJ_1}$; $\Delta_{2P} = \dfrac{\delta_{1P}}{2} l$
Стойки постоянного сечения	M_a	$\dfrac{6EJ_1}{hl}\mu L'$	$0{,}5(1-\alpha)[(3+3\alpha+\mu+3\mu\alpha)k+6\mu L']m-m$
	M_b	$\dfrac{6EJ_1}{hl}\mu L'$	$0{,}5(1-\alpha)[(3+3\alpha+\mu+3\mu\alpha)k-6\mu L']m$
	M_c	$\dfrac{6EJ_1}{hl}\mu L'$	$0{,}5\mu(1-\alpha)[6L'-(3\alpha-1)k]m$
	M_d	$\dfrac{6EJ_1}{hl}\mu L'$	$0{,}5\mu(1-\alpha)[6L'+(3\alpha-1)k]m$
Стойки ступенчато-переменного сечения	M_a	$\dfrac{l}{2\Delta_{22}}$	$\dfrac{\delta_{2P}+\tau N}{2C}h+M_c-m$
	M_b	$\dfrac{l}{2\Delta_{22}}$	$\dfrac{\delta_{2P}+\tau N}{2C}h-M_d$
	M_c	$\dfrac{l}{2\Delta_{22}}$	$\dfrac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}-\dfrac{\tau L}{2C}$
	M_d	$\dfrac{l}{2\Delta_{22}}$	$\dfrac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}+\dfrac{\tau L}{2C}$
Схема нагружения		$\delta_{1P} = (1-\lambda)^2\dfrac{Ph^2}{2EJ_1}$; $\delta_{2P} = (1-\lambda)^2(2+\lambda)\dfrac{Ph^3}{6EJ_1}$; $\Delta_{2P} = \dfrac{\delta_{1P}}{2} l$	$\Delta_{2P} = \dfrac{\delta_{12}}{2} Pl$
Стойки постоянного сечения	M_a	$Ph(1-\alpha)-(1-\lambda)^2[(2+\mu+\alpha+\alpha\mu)k+3\mu L']\dfrac{Ph}{2}$	$\dfrac{Ph}{2}(1-3\mu L')$

Продолжение табл. 17.3

Стойки постоянного сечения	M_b	$\frac{Ph}{2}(1-\alpha)^2[(2+\mu+\alpha+\alpha\mu)k-3\mu L']$	$\frac{Ph}{2}(1-3\mu L')$
	M_c	$\frac{Ph}{2}\mu(1-\alpha)^2(3L'-\alpha k)$	$\frac{Ph}{2}3\mu L'$
	M_d	$\frac{Ph}{2}\mu(1-\alpha)^2(3L'+\alpha k)$	$\frac{Ph}{2}3\mu L'$
Стойки ступенчато-переменного сечения	M_a	$Ph(1-\lambda)-\frac{\delta_{2P}+\tau N}{2C}\times h-M_c$	$\frac{Ph}{2}-\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}$
	M_b	$\frac{\delta_{2P}+\tau N}{2C}h-M_d$	$\frac{Ph}{2}-\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}$
	M_c	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}-\frac{\tau L}{2C}$	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}$
	M_d	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}+\frac{\tau L}{2C}$	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}$
Схема нагружения		$\Delta_{2P}=\frac{\delta_{11}}{2}ml$	$\delta_{1P}=\frac{\delta_{22}}{2}q$; $\delta_{2P}=\left(1-\lambda^4+\frac{\lambda^4}{n}\right)\frac{qh^4}{8EJ_1}$; $\Delta_{2P}=\frac{\delta_{22}}{4}ql$
Стойки постоянного сечения	M_a	$\frac{m}{2}(k-L')$	$\frac{qh^2}{24}[(39+19\mu)k-12\mu L'-12]$
	M_b	$\frac{m}{2}(k+L')$	$\frac{qh^2}{24}[(9+5\mu)k-12\mu L']$
	M_c	$\frac{m}{2}\mu(k+6L')$	$\frac{qh^2}{24}\mu(12L'-k)$
	M_d	$\frac{m}{2}\mu(2k-L')$	$\frac{qh^2}{24}\mu(12L'+k)$
Стойки ступенчато-переменного сечения	M_a	$\frac{\delta_{12}}{2C}mh+M_c-m$	$\frac{qh^2}{2}-\frac{\delta_{2P}+\tau N}{2C}h-M_c$
	M_b	$\frac{\delta_{12}}{2C}mh-M_d$	$\frac{\delta_{2P}+\tau N}{2C}h-M_d$
	M_c	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}+\frac{\tau D}{2C}m$	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}-\frac{\tau L}{2C}$
	M_d	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}-\frac{\tau D}{2C}m$	$\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}+\frac{\tau L}{2C}$

Продолжение табл. 17.3

Схема нагружения		q, M_c, M_d, M_a, $M_б$	P, M_c, M_d, M_a, $M_б$, ul, vl $\Delta_{2P}=\frac{\delta_{11}}{2}Pul^2+\frac{Pul^2(3-2u)}{6\tau}$
Стойки постоянного сечения	M_a	$\frac{ql^2}{12}k$	$\frac{Puvl}{2}[k-(v-u)L']$
	M_b	$\frac{ql^2}{12}k$	$\frac{Puvl}{2}[k+(v-u)L']$
	M_c	$\frac{ql^2}{6}k$	$Puvl[0{,}5(v-u)L'+k]$
	M_d	$\frac{ql^2}{6}k$	$Puvl[k-0{,}5(v-u)L']$
Стойки ступенчато-переменного сечения	M_a	$\frac{ql^2}{12}\left(\frac{\delta_{12}}{C}l-\frac{\delta_{22}}{C}\right)$	$\frac{\delta_{12}v}{2C}Pulh-M_c$
	M_b	$\frac{ql^2}{12}\left(\frac{\delta_{12}}{C}l-\frac{\delta_{22}}{C}\right)$	$\frac{\delta_{12}v}{2C}Pulh-M_d$
	M_c	$\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{\delta_{22}}{C}$	$\frac{\delta_{22}v+C}{2C}Pul-\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}$
	M_d	$\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{\delta_{22}}{C}$	$\frac{\delta_{22}v-C}{2C}Pul+\frac{l\Delta_{2P}}{2\Delta_{22}}$

Пример. Определить изгибающие моменты в раме, изображенной на рис. 17.1, *а*.

Расчет выполняем методом перемещений. В качестве лишних неизвестных принимаем угол поворота узла *C* (X_1) и линейное смещение ригеля (X_2). Принятая основная система изображена на рис. 17.1, *б*.

Система конических уравнений метода перемещений для рассматриваемого случая имеет вид:

$$X_1R_{11}+X_2R_{12}+R_{1P}=0;$$

$$X_1R_{21}+X_2R_{22}+R_{2P}=0,$$

где R_{11}, R_{12} и R_{1P} — реакции в связи *1* в основной системе от единичного поворота узла *C*, единичного смещения ригеля и внешней нагрузки;

R_{21}, R_{22} и R_{2P} — то же, в связи *2*.

В основной системе рама состоит из Г-образных элементов, расчет которых может быть выполнен с помощью табл. 17.1, и защемленной по концам стойки.

Определяем параметры Г-образных рам (см. табл. 17.1):

$$i_1=\frac{J_1}{h}=\frac{4{,}0}{8{,}0}=0{,}5;$$

$$i_2=\frac{J_2}{l}=\frac{8{,}0}{4{,}0}=2{,}0;$$

$$k=\frac{1}{i_1+i_2}=\frac{1}{0{,}5+2{,}0}=0{,}4.$$

Погонная жесткость стойки *CD*

$$i_3=\frac{J_3}{h}=\frac{6{,}0}{8{,}0}=0{,}75.$$

Определим изгибающие моменты в основной системе от внешней нагрузки (рис. 17.1, *в*). По формулам табл. 17.1 находим:

$$M_{ab} = i_1 k \frac{Pab^2}{2l^2} = 0{,}5 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{10{,}0 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}0^2}{2 \cdot 4{,}0^2} = 0{,}5\ т \cdot м;$$

$$M_{ba} = i_1 k \frac{Pab^2}{l^2} = 0{,}5 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{10{,}0 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}0^2}{4{,}0^2} = 1{,}0\ т \cdot м;$$

$$M_{cb} = (0{,}5 i_2 k b + a)\frac{Pab}{l^2} = (0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}4 \cdot 2{,}0 + 2{,}0)\frac{10{,}0 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}0}{4{,}0^2} = 7{,}0\ т \cdot м.$$

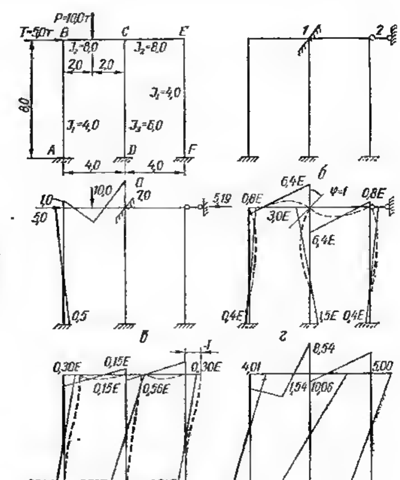


Рис. 17.1. Расчет рамы:

а — расчетная схема, *б* — основная система; *в* — эпюра изгибающих моментов в основной системе от внешней нагрузки; *г* — то же от единичного угла поворота узла *C*; *д* — то же от единичного смещения ригеля; *е* — окончательная эпюра изгибающих моментов.

Реакции в связях от внешней нагрузки

$$R_{1P} = M_{cb} = 7{,}0\ т \cdot м;$$

$$R_{2P} = T - Q_{ab} = -5{,}0 - \frac{1{,}0 + 0{,}5}{8{,}0} = -5{,}19\ т.$$

Определяем изгибающие моменты в основной системе от единичного поворота узла *C* (рис. 17.1, *г*). По формулам табл. 17.1 находим:

$$M_{ab} = M_{fe} = Ei_1 i_2 k = E \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}4 = 0{,}4E;$$

$$M_{ba} = M_{ef} = 2Ei_1 i_2 k = 2E \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}4 = 0{,}8E;$$

$$M_{cd} = M_{ce} = Ei_2(4 - i_2 k) = E \cdot 2{,}0(4 - 2 \cdot 0{,}4) = 6{,}4E;$$

$$M_{cd} = 4Ei_3 = 4E \cdot 0{,}75 = 3{,}0E;$$

$$M_{dc} = 2Ei_3 = 2E \cdot 0{,}75 = 1{,}5E.$$

Реакции в связях от единичного поворота узла *C*:

$$R_{11} = M_{cb} + M_{cd} + M_{ce} = 6{,}4E + 3{,}0E + 6{,}4E = 15{,}8E;$$

$$R_{21} = Q_{ab} + Q_{cd} + Q_{ef} = -\frac{0{,}8E + 0{,}4E - 3{,}0E - 1{,}5E + 0{,}8E + 0{,}4E}{8{,}0} = -0{,}26E.$$

Определяем изгибающие моменты в основной системе от единичного смещения ригеля (рис. 17.1, *д*). По формулам табл. 17.1 находим:

$$M_{ab} = M_{fe} = i_1(1 - 0{,}5 i_1 k)\frac{6E}{h} = 0{,}5(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}4)\frac{6E}{8{,}0} = 0{,}34E;$$

$$M_{ba} = M_{ef} = i_1 i_2 k \frac{6E}{h} = 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{6E}{8{,}0} = 0{,}30E;$$

$$M_{cb} = M_{ce} = i_1 i_2 k \frac{3E}{h} = 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{3E}{8{,}0} = 0{,}15E;$$

$$M_{cd} = M_{dc} = \frac{6Ei_3}{h} = \frac{6E \cdot 0{,}75}{8{,}0} = 0{,}56E.$$

Реакции в связях от единичного смещения ригеля:

$$R_{12} = M_{cb} + M_{ce} - M_{cd} = 0{,}15E + 0{,}15E - 0{,}56E = -0{,}26E = R_{21};$$

$$R_{22} = Q_{ab} + Q_{cd} + Q_{ef} = \frac{0{,}34E + 0{,}30E + 0{,}56E + 0{,}56E + 0{,}34E + 0{,}30E}{8.0} = 0{,}30E.$$

Решая систему канонических уравнений метода перемещений

$$15{,}8EX_1 - 0{,}26EX_2 + 7{,}00 = 0;$$

$$-0{,}26EX_1 + 0{,}30EX_2 - 5{,}19 = 0,$$

находим $X_1 = -\frac{0{,}161}{E}$ и $X_2 = \frac{17{,}16}{E}$.

Окончательные значения изгибающих моментов определяем по формуле

$$M = M_P + M_1 X_1 + M_2 X_2,$$

где M_p, M_1 и M_2 — изгибающие моменты в основной системе соответственно от внешней нагрузки (рис. 17.1, *в*), единичного поворота узла C (рис. 17.1, *г*) и единичного смещения ригеля (рис. 17.1, *д*).

Например,

$$M_{ab} = 0{,}50 - 0{,}4E\left(-\frac{0{,}16}{E}\right) - 0{,}34E\left(\frac{17{,}16}{E}\right) = -5{,}26\ m \cdot м.$$

Окончательная эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 17.1, *е*.

МНОГОПРОЛЕТНЫЕ И МНОГОЭТАЖНЫЕ РАМЫ

Табл. 17.4 и 17.5 позволяют получить точные решения для двух-, трех- и четырехпролетных одноэтажных рам с шарнирными опорами и приближенные решения для одноэтажных и многоэтажных рам с упругой и полной заделкой стоек в опорах.

Таблицы составлены для расчета рам с равными пролетами и жесткостями ригелей и равными жесткостями стоек в каждом этаже.

Допускается пользование этими таблицами также при неравных пролетах, если размеры отдельных пролетов отличаются не более чем на 10%.

Таблицы содержат точные значения опорных моментов в ригелях одноэтажных рам с шарнирными опорами от загружения ригелей вертикальной нагрузкой, симметричной относительно середины пролета, горизонтальной нагрузкой, равномерно распределенной по высоте крайних стоек, и сосредоточенной, действующей по оси ригеля.

В качестве вертикальной нагрузки на ригеле, условно изображенной на схемах в табл. 17.5 в виде жирной линии, может быть принята любая нагрузка из имеющихся в табл. 17.4.

Опорные моменты в ригелях для схем нагружения, приведенных в табл. 17.5, можно получить умножением табличных чисел на множители k из табл. 17.4 в зависимости от вида нагрузки, действующей на ригель. Коэффициенты табл. 17.5 для определения моментов для заданной рамы определяются в зависимости от параметра

$$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}},$$

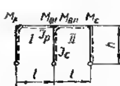
где $i_{риг}$ и $i_{ст}$ — соответственно погонные жесткости ригеля и стойки.

Погонная жесткость стойки определяется в зависимости от способов закрепления концов стоек и характера нагрузки на раму.

Таблица 17.4. **Грузовые коэффициенты и изгибающие моменты однопролетных свободнолежащих балок**

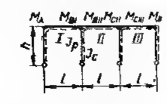
Вид нагрузки	Коэффициент *k*	Моменты M_0
x, p, l	$k = 0{,}25pl^2$	$M_{0x} = 0{,}5px(l - x)$; $M_0^{макс} = 0{,}125pl^2$
l/2, l/2, P, 1	$k = 0{,}375Pl$	$M_{01} = 0{,}250Pl$
l/3, l/3, l/3, P, P, 1, 2	$k = 0{,}6667Pl$	$M_{01} = M_{02} = 0{,}33333Pl$
l/4, l/4, l/4, l/4, P, P, P, 1, 2, 3	$k = 0{,}9375Pl$	$M_{01} = M_{03} = 0{,}375Pl$; $M_{02} = 0{,}5Pl$
l/4, l/2, l/4, P, P, 1, 2	$k = 0{,}5625Pl$	$M_{01} = M_{02} = 0{,}25Pl$
l/6, l/3, l/3, l/6, P, P, P, 1, 2, 3	$k = 0{,}7917Pl$	$M_{01} = M_{03} = 0{,}25Pl$; $M_{02} = 0{,}41667Pl$
a, b, a, P, P, 1, 2	$k = 3a\left(1 - \frac{a}{l}\right)P$	$M_{01} = M_{02} = Pa$
p, x, a, b, a	$k = \left[1 - 6\left(\frac{a}{l}\right)^2 + 4\left(\frac{a}{l}\right)^3\right]\frac{pl^2}{4}$	При $x = a$ $M_{0a} = 0{,}5pab$; при $x > a$ $M_{0x} = 0{,}5p(lx - x^2 - a^2)$; $M_0^{макс} = 0{,}125p(l^2 - 4a^2)$
p, l/2, l/2	$k = 0{,}15625pl^2$	$M_{0x} =$ $= 0{,}0833p\frac{x}{l}(3l^2 - 4x^2)$; $M_0^{макс} = 0{,}08333pl^2$
p, a, b, a	$k = \left[1 - 2\left(\frac{a}{l}\right)^2 + \left(\frac{a}{l}\right)^3\right]\frac{pl^2}{4}$	При $x = a$ $M_{0a} =$ $= 0{,}166667pa(3l^2 - 4a)$; при $x > a$ $M_{0x} = M_{0a} +$ $+ 0{,}5p(x - a)(l - x - a)$; $M_0^{макс} =$ $= 0{,}041667p(3l^2 - 4a^2)$

Таблица 17.5. **Опорные изгибающие моменты в многопролетных рамах**



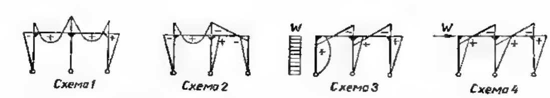
Пунктиром обозначены растянутые волокна

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
1	$M_A = M_C$	0,3125	0,2941	0,2632	0,2381	0,2315	0,2174	0,2000	0,1852	0,1667
	$M_{BI} = M_{BII}$	0,3438	0,3529	0,3684	0,3810	0,3843	0,3913	0,4000	0,4074	0,4167
2	M_A	0,3150	0,2986	0,2705	0,2473	0,2411	0,2277	0,2111	0,1968	0,1786
	M_{BI}	0,3306	0,3280	0,3231	0,3187	0,3174	0,3147	0,3111	0,3079	0,3036
	M_{BII}	0,0132	0,0250	0,0453	0,0623	0,0668	0,0766	0,0889	0,0995	0,1131
	M_C	0,0025	0,0045	0,0073	0,0092	0,0096	0,0104	0,0111	0,0116	0,0119
3	M_A	0,1221	0,1196	0,1153	0,1120	0,1111	0,1093	0,1069	0,1050	0,1027
	M_{BI}	0,1221	0,1194	0,1149	0,1113	0,1103	0,1081	0,1056	0,1033	0,1004
	M_{BII}	0,1260	0,1268	0,1281	0,1291	0,1294	0,1299	0,1306	0,1311	0,1317
	M_C	0,1299	0,1343	0,1417	0,1477	0,1488	0,1527	0,1569	0,1606	0,1652
4	$M_A = -M_C$	0,2540	0,2576	0,2639	0,2692	0,2707	0,2738	0,2778	0,2813	0,2857
	$M_{BI} = -M_{BII}$	0,2460	0,2424	0,2361	0,2308	0,2293	0,2262	0,2222	0,2188	0,2143



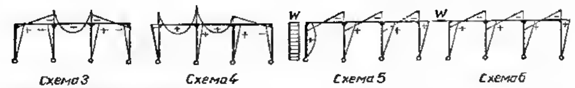
Пунктиром обозначены растянутые волокна

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{риг}}{i_{ст}}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
1	$M_A = M_D$	0,3128	0,2951	0,2658	0,2424	0,2363	0,2231	0,2069	0,1930	0,1754
	$M_{BI} = M_{CIII}$	0,3431	0,3508	0,3620	0,3697	0,3715	0,3754	0,3793	0,3825	0,3860
	$M_{BII} = M_{CII}$	0,3336	0,3344	0,3367	0,3394	0,3402	0,3423	0,3446	0,3474	0,3509
2	$M_A = M_D$	0,3223	0,3115	0,2911	0,2727	0,2676	0,2562	0,2414	0,2281	0,2105
	$M_{BI} = M_{CIII}$	0,3232	0,3148	0,3013	0,2909	0,2883	0,2828	0,2759	0,2702	0,2632
	$M_{BII} = M_{CII}$	0,0104	0,0197	0,0354	0,0485	0,0520	0,0595	0,0690	0,0772	0,0877
3	$M_A = M_D$	0,0095	0,0164	0,0253	0,0303	0,0313	0,0331	0,0345	0,0351	0,0351
	$M_{BI} = M_{CIII}$	0,0199	0,0361	0,0608	0,0788	0,0833	0,0926	0,1035	0,1123	0,1228
	$M_{BII} = M_{CII}$	0,3232	0,3148	0,3013	0,2909	0,2882	0,2828	0,2759	0,2702	0,2632
4	M_{BI}	0,3482	0,3601	0,3781	0,3909	0,3941	0,4007	0,4081	0,4141	0,4211
	M_{BII}	0,3388	0,3442	0,3516	0,3628	0,3652	0,3705	0,3770	0,3829	0,3904
5	M_A	0,0801	0,0774	0,0729	0,0693	0,0683	0,0663	0,0638	0,0617	0,0589
	M_{BI}	0,0815	0,0801	0,0780	0,0765	0,0761	0,0754	0,0747	0,0741	0,0734
	M_{BII}	0,0827	0,0823	0,0818	0,0815	0,0815	0,0814	0,0811	0,0813	0,0814
	M_{CII}	0,0826	0,0819	0,0805	0,0792	0,0789	0,0780	0,0773	0,0761	0,0748
	M_{CIII}	0,0852	0,0866	0,0887	0,0901	0,0905	0,0912	0,0919	0,0926	0,0932
	M_D	0,0878	0,0917	0,0982	0,1034	0,1047	0,1077	0,1112	0,1143	0,1181



при положительном моменте

1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
0,1429	0,1250	0,1111	0,0909	0,0769	0,0667	0,0588	0,0526	0,0435	0,0370	$-k$
0,4286	0,4375	0,4444	0,4545	0,4615	0,4667	0,4706	0,4737	0,4783	0,4815	$-k$
0,1548	0,1366	0,1222	0,1010	0,0861	0,0750	0,0665	0,0597	0,0495	0,0423	$-k$
0,2976	0,2928	0,2889	0,2828	0,2784	0,2750	0,2723	0,2702	0,2669	0,2646	$-k$
0,1310	0,1447	0,1556	0,1717	0,1832	0,1917	0,1983	0,2035	0,2114	0,2169	$-k$
0,0119	0,0116	0,0111	0,0101	0,0092	0,0083	0,0076	0,0070	0,0060	0,0053	$+k$
0,0997	0,0975	0,0958	0,0934	0,0918	0,0906	0,0897	0,0891	0,0880	0,0872	$+wh^2$
0,0967	0,0939	0,0917	0,0884	0,0861	0,0844	0,0831	0,0820	0,0805	0,0793	$-wh^2$
0,1324	0,1329	0,1333	0,1338	0,1341	0,1344	0,1345	0,1346	0,1348	0,1349	$+wh^2$
0,1711	0,1757	0,1792	0,1844	0,1880	0,1906	0,1927	0,1943	0,1967	0,1984	$-wh^2$
0,2917	0,2963	0,3000	0,3056	0,3095	0,3125	0,3148	0,3167	0,3194	0,3214	$+Wh$
0,2083	0,2037	0,2000	0,1944	0,1905	0,1875	0,1852	0,1831	0,1806	0,1786	$-Wh$



при положительном моменте

1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
0,1525	0,1351	0,1212	0,1007	0,0861	0,0753	0,0669	0,0601	0,0501	0,0429	$-k$
0,3898	0,3923	0,3939	0,3960	0,3971	0,3978	0,3983	0,3987	0,3990	0,3993	$-k$
0,3559	0,3601	0,3636	0,3691	0,3732	0,3764	0,3788	0,3808	0,3839	0,3861	$-k$
0,1864	0,1672	0,1515	0,1275	0,1101	0,0968	0,0864	0,0779	0,0652	0,0561	$-k$
0,2542	0,2476	0,2424	0,2349	0,2297	0,2258	0,2228	0,2205	0,2170	0,2145	$-k$
0,1017	0,1125	0,1212	0,1342	0,1435	0,1505	0,1560	0,1604	0,1669	0,1716	$-k$
0,0339	0,0322	0,0303	0,0269	0,0239	0,0215	0,0195	0,0178	0,0152	0,0132	$+k$
0,1356	0,1447	0,1515	0,1611	0,1675	0,1720	0,1755	0,1782	0,1820	0,1848	$-k$
0,2542	0,2476	0,2424	0,2349	0,2267	0,2258	0,2228	0,2205	0,2170	0,2145	$-k$
0,4294	0,4352	0,4394	0,4452	0,4490	0,4516	0,4536	0,4551	0,4572	0,4588	$-k$
0,4003	0,4080	0,4141	0,4232	0,4297	0,4344	0,4381	0,4410	0,4454	0,4585	$-k$
0,0554	0,0526	0,0505	0,0473	0,0449	0,0433	0,0419	0,0409	0,0393	0,0381	$+wh^2$
0,0727	0,0723	0,0719	0,0716	0,0713	0,0712	0,0711	0,0711	0,0710	0,0709	$-wh^2$
0,0816	0,0818	0,0821	0,0825	0,0828	0,0831	0,0833	0,0835	0,0838	0,0840	$+wh^2$
0,0732	0,0718	0,0707	0,0691	0,0678	0,0669	0,0663	0,0657	0,0648	0,0642	$-wh^2$
0,0939	0,0943	0,0947	0,0950	0,0953	0,0954	0,0955	0,0955	0,0956	0,0957	$+wh^2$
0,1232	0,1270	0,1301	0,1345	0,1377	0,1401	0,1419	0,1433	0,1455	0,1471	$-wh^2$

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{рнг}}{i_{ст}}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
6	$M_A = -M_D$	0,1719	0,1765	0,1842	0,1905	0,1921	0,1957	0,2000	0,2038	0,2083
	$M_{BI} = -M_{CIII}$	0,1667	0,1667	0,1667	0,1657	0,1667	0,1567	0,1667	0,1667	0,1667
	$M_{BII} = -M_{CII}$	0,1615	0,1569	0,1491	0,1429	0,1412	0,1377	0,1333	0,1296	0,1250

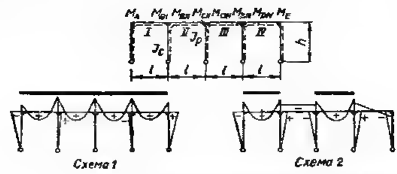


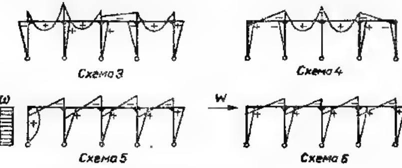
Схема 1 Схема 2

Пунктиром обозначены растянутые

Схема нагрузки	$\eta = \frac{i_{рнг}}{i_{ст}}$	0,05	0,10	0,20	0,30	0,33	0,4	0,5	0,6	0,75
1	$M_A = M_E$	0,3128	0,2950	0,2656	0,2419	0,2357	0,2224	0,2059	0,1917	0,1739
	$M_{BI} = M_{DIV}$	0,3431	0,3509	0,3626	0,3110	0,3730	0,3773	0,3825	0,3863	0,3913
	$M_{BII} = M_{DIII}$	0,3339	0,3354	0,3394	0,3440	0,3455	0,3486	0,3530	0,3569	0,3628
	$M_{CII} = M_{CIII}$	0,3330	0,3323	0,3302	0,3279	0,3272	0,3256	0,3235	0,3215	0,3189
2	M_A	0,3187	0,3052	0,2812	0,2605	0,2549	0,2425	0,2268	0,2130	0,1961
	M_{BI}	0,3267	0,3207	0,3103	0,3018	0,2995	0,2946	0,2686	0,2833	0,2767
	M_{BII}	0,0070	0,0142	0,0278	0,0402	0,0437	0,0514	0,0614	0,0704	0,0821
	M_{CII}	0,0138	0,0250	0,0425	0,0554	0,0587	0,0654	0,0733	0,0797	0,0874
	M_{CIII}	0,3192	0,3073	0,2877	0,2725	0,2686	0,2603	0,2502	0,2419	0,2315
	M_{DIII}	0,3268	0,3212	0,3116	0,3038	0,3017	0,2972	0,2915	0,2866	0,2807
	M_{DIV}	0,0164	0,0302	0,0522	0,0692	0,0736	0,0827	0,0938	0,1030	0,1146
	M_E	0,0059	0,0102	0,0156	0,0186	0,0192	0,0202	0,0210	0,0213	0,0212
3	M_{BI}	0,3436	0,3525	0,3671	0,3787	0,3816	0,3880	0,3958	0,4023	0,4104
	M_{BII}	0,3435	0,3523	0,3666	0,3778	0,3808	0,3870	0,3946	0,4010	0,4090
4	$M_{CII} = M_{CIII}$	0,3431	0,3509	0,3626	0,3710	0,3731	0,3773	0,3824	0,3865	0,3913
5	M_A	0,0586	0,0553	0,0493	0,0454	0,0442	0,0417	0,0386	0,0360	0,0326
	M_{BI}	0,0607	0,0592	0,0570	0,0554	0,0551	0,0543	0,0533	0,0525	0,0516
	M_{BII}	0,0626	0,0629	0,0637	0,0645	0,0648	0,0654	0,0662	0,0669	0,0679
	M_{CII}	0,0626	0,0627	0,0631	0,0635	0,0636	0,0639	0,0643	0,0647	0,0652
	M_{CIII}	0,0624	0,0623	0,0619	0,0615	0,0614	0,0611	0,0607	0,0603	0,0598
	M_{DIII}	0,0624	0,0621	0,0613	0,0605	0,0602	0,0596	0,0588	0,0581	0,0571
	M_{DIV}	0,0643	0,0658	0,0680	0,0696	0,0699	0,0707	0,0717	0,0725	0,0734
	M_E	0,0664	0,0697	0,0752	0,0796	0,0808	0,0833	0,0864	0,0890	0,0924
6	$M_A = -M_E$	0,1298	0,1340	0,1410	0,1465	0,1480	0,1511	0,1549	0,1581	0,1622
	$M_{BI} = -M_{DIV}$	0,1259	0,1266	0,1274	0,1279	0,1280	0,1282	0,1283	0,1284	0,1284
	$M_{BII} = -M_{DIII}$	0,1221	0,1195	0,1152	0,1116	0,1107	0,1087	0,1062	0,1041	0,1014
	$M_{CII} = -M_{CIII}$	0,1222	0,1199	0,1165	0,1140	0,1133	0,1121	0,1106	0,1095	0,1081

Продолжение табл. 17.5

	1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
	0,2143	0,2188	0,2222	0,2273	0,2308	0,2333	0,2353	0,2368	0,2391	0,2407	$+Wh$
	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	0,1667	$-Wh$
	0,1190	0,1146	0,1111	0,1061	0,1026	0,1000	0,1980	0,0965	0,0942	0,0926	$+Wh$



волокна при положительном моменте

	1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	Множитель
	0,1507	0,1330	0,1190	0,0985	0,0839	0,0732	0,0649	0,0582	0,0485	0,0414	$-k$
	0,3973	0,4015	0,4048	0,4094	0,4124	0,4149	0,4163	0,4176	0,4196	0,4209	$-k$
	0,3699	0,3760	0,3810	0,3888	0,3943	0,3984	0,4016	0,4043	0,4083	0,4112	$-k$
	0,3151	0,3120	0,3096	0,3059	0,3029	0,3012	0,2991	0,2979	0,2958	0,2944	$-k$
	0,1710	0,1522	0,1370	0,1143	0,0980	0,0858	0,0762	0,0686	0,0572	0,0490	$-k$
	0,2682	0,2617	0,2567	0,2492	0,2440	0,2403	0,2371	0,2348	0,2313	0,2288	$-k$
	0,0980	0,1106	0,1207	0,1362	0,1473	0,1555	0,1619	0,1672	0,1750	0,1806	$-k$
	0,0967	0,1033	0,1082	0,1152	0,1198	0,1233	0,1256	0,1275	0,1303	0,1322	$-k$
	0,2184	0,2087	0,2013	0,1906	0,1831	0,1780	0,1736	0,1704	0,1656	0,1622	$-k$
	0,2719	0,2654	0,2603	0,2527	0,2470	0,2429	0,2397	0,2372	0,2333	0,2306	$-k$
	0,1291	0,1398	0,1481	0,1602	0,1684	0,1746	0,1792	0,1829	0,1883	0,1921	$-k$
	0,0203	0,0192	0,0180	0,0159	0,0141	0,0126	0,0114	0,0104	0,0087	0,0077	$+k$
	0,4207	0,4284	0,4344	0,4430	0,4490	0,4534	0,4568	0,4594	0,4634	0,4661	$-k$
	0,4193	0,4270	0,4330	0,4418	0,4479	0,4524	0,4558	0,4585	0,4626	0,4654	$-k$
	0,3973	0,4015	0,4048	0,4093	0,4124	0,4146	0,4163	0,4176	0,4196	0,4209	$-k$
	0,0283	0,0249	0,0223	0,0185	0,0157	0,0137	0,0122	0,0109	0,0091	0,0078	$+wh^2$
	0,0505	0,0497	0,0491	0,0482	0,0477	0,0473	0,0469	0,0467	0,0483	0,0461	$-wh^2$
	0,0693	0,0705	0,0714	0,0729	0,0739	0,0747	0,0753	0,0758	0,0766	0,0771	$+wh^2$
	0,0659	0,0665	0,0670	0,0677	0,0682	0,0686	0,0689	0,0692	0,0695	0,0698	$-wh^2$
	0,0591	0,0585	0,0580	0,0573	0,0568	0,0564	0,0561	0,0558	0,0555	0,0552	$+wh^2$
	0,0557	0,0546	0,0536	0,0521	0,0511	0,0503	0,0497	0,0492	0,0484	0,0479	$-wh^2$
	0,0745	0,0753	0,0759	0,0767	0,0773	0,0777	0,0781	0,0783	0,0787	0,0789	$+wh^2$
	0,0967	0,1001	0,1027	0,1065	0,1093	0,1113	0,1128	0,1141	0,1159	0,1172	$-wh^2$
	0,1674	0,1713	0,1744	0,1789	0,1821	0,1844	0,1862	0,1876	0,1898	0,1913	$+Wh$
	0,1283	0,1281	0,1279	0,1276	0,1273	0,1270	0,1269	0,1267	0,1264	0,1263	$-Wh$
	0,0978	0,0951	0,0930	0,0899	0,0877	0,0861	0,0848	0,0838	0,0823	0,0813	$+Wh$
	0,1065	0,1054	0,1047	0,1036	0,1029	0,1025	0,1021	0,1019	0,1015	0,1013	$-Wh$

Расчет рам на вертикальную нагрузку

1. *Одноэтажные рамы.* Определяют табличный параметр η в зависимости от погонной жесткости стоек, принимаемой при шарнирных опорах стоек (рис. 17.2, *а*)

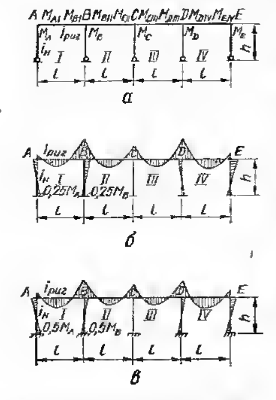


Рис. 17.2. Схема одноэтажной рамы:
а — при шарнирном опирании стоек; *б* — при упругом защемлении стоек; *в* — при полном защемлении стоек.

$$i_{ст} = i_н;$$

при упругой заделке стоек в опорах (рис. 17.2, *б*)

$$i_{ст} = 1{,}16 i_н;$$

при полной заделке стоек в опорах (рис. 17.2, *в*)

$$i_{ст} = 1{,}33 i_н.$$

В табл. 17.5 определяют опорные моменты в ригелях рамы в соответствии со схемой нагружения и значением табличного параметра η.

Опорные моменты в стойках в месте их примыкания к ригелю равны разности опорных моментов в смежных сечениях ригеля. Например, для четырехпролетной рамы (рис. 17.2, *а*)

$$M_A = M_{AI};$$
$$M_B = M_{BII} - M_{BI};$$
$$M_C = M_{CIII} - M_{CII};$$
$$M_D = M_{DIV} - M_{DIII};$$
$$M_E = M_{EIV}.$$

Моменты на концах стоек у опор определяют умножением найденных моментов в стойках в месте примыкания к ригелям на коэффициенты, принимаемые равными: при упругой заделке на опоре — 0,25, при полной заделке на опоре — 0,5.

2. *Двухэтажные рамы.* Чтобы воспользоваться таблицами для определения опорных моментов в ригелях рам, показанных на рис. 17.3, расчетная

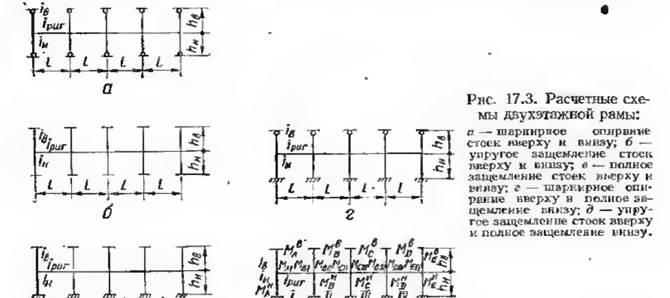


Рис. 17.3. Расчетные схемы двухэтажной рамы:
а — шарнирное опирание стоек вверху и внизу; *б* — упругое защемление стоек вверху и внизу; *в* — полное защемление стоек вверху и внизу; *г* — шарнирное опирание вверху и полное защемление внизу; *д* — упругое защемление стоек вверху и полное защемление внизу.

схема двухэтажной рамы приводится к расчетной схеме одноэтажной рамы. Для этого при определении табличного параметра η погонная жесткость стоек принимается равной:

при шарнирных опорах стоек вверху и внизу (рис. 17.3, *а*)

$$i_{ст} = i_в + i_н;$$

при упругой заделке стоек вверху и внизу (рис. 17.3, *б*)

$$i_{ст} = 1,16 i_в + 1,16 i_н;$$

при полной заделке стоек вверху и внизу (рис. 17.3, *в*)

$$i_{ст} = 1,33 i_в + 1,33 i_н;$$

при шарнирных опорах вверху и полной заделке внизу (рис. 17.3, *г*)

$$i_{ст} = i_в + 1,33 i_н;$$

при упругой заделке стоек вверху и полной заделке стоек внизу (рис. 17.3, *д*)

$$i_{ст} = 1,16 i_в + 1,33 i_н.$$

По аналогии может быть определена погонная жесткость стоек и при других возможных комбинациях способов закрепления их в опорах.

Опорные моменты в ригелях определяются по таблицам в соответствии со схемой нагрузки на ригеле и значением табличного параметра η так же, как и для одноэтажных рам.

Опорные моменты в верхних и нижних стойках в месте их примыкания к ригелю определяются распределением разности опорных моментов в смежных сечениях ригеля пропорционально приведенным погонным жесткостям стоек. Приведенные погонные жесткости стоек равны слагаемым, входящим в состав расчетной погонной жесткости $i_{ст}$.

Например, изгибающие моменты в стойках двухэтажной рамы, изображенной на рис. 17.3, *д* могут быть определены по формулам:

$$M_A^в = M_{AI} \frac{1,16 i_в}{1,16 i_в + 1,33 i_н} = M_{AI} \frac{1,16 i_в}{i_{ст}};$$

$$M_A^н = M_{AI} \frac{1,33 i_н}{i_{ст}};$$

$$M_B^в = (M_{BII} - M_{BI}) \frac{1,16 i_в}{i_{ст}};$$

$$M_B^н = (M_{BII} - M_{BI}) \frac{1,33 i_в}{i_{ст}}.$$

Моменты на концах стоек у опор, как и ранее, определяются умножением найденных моментов на концах стоек у ригелей на коэффициенты, равные при полной заделке на опоре 0,5, а при упругой — 0,25.

Кроме табл. 17.4 и 17.5, для расчета многопролетных двухэтажных рам могут быть использованы табл. 17.6—17.12. Таблицы составлены исходя из предположения, что погонные жесткости стоек каждого этажа одинаковы, а погонная жесткость ригелей одинакова во всех пролетах. Допускается пользование этими таблицами для расчета рам с неравными пролетами или разными сечениями стоек, если размеры отдельных пролетов отличаются не более чем на 10%, а величины погонных жесткостей стоек одного этажа отличаются не более чем на 50%.

Изгибающие моменты в ригелях многопролетной рамы принимаются в крайних пролетах по первому пролету, а в средних пролетах — по второму пролету трехпролетной рамы.

В табл. 17.6—17.12 для расчета трехпролетной двухэтажной рамы даны значения коэффициентов α и β для сечений ригеля соответственно от постоянной и временной нагрузок при самом невыгодном расположении.

Таблица 17.6. **Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия равномерно распределенной нагрузки**

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}.$$

Пролет	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						Положительные M				Отрицательные M			
		$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16
Крайний	0,0	−0,019	−0,044	−0,068	−0,078	0,005	0,008	0,006	0,002	0,024	0,053	0,073	0,081
	0,1	+0,015	−0,007	−0,026	−0,078	0,016	0,005	0,004	0,002	0,000	0,010	0,028	0,036
	0,2	+0,045	+0,026	+0,008	0,000	0,049	0,026	0,008	0,001	0,004	0,000	0,000	0,000
	0,4	+0,069	+0,056	+0,044	+0,039	0,083	0,062	0,046	0,039	0,014	0,007	0,002	0,000
	0,5	+0,066	+0,055	+0,046	+0,043	0,085	0,066	0,050	0,044	0,019	0,011	0,004	0,001
	0,6	+0,053	+0,045	+0,039	+0,037	0,076	0,060	0,045	0,039	0,024	0,015	0,006	0,002
	0,8	−0,003	−0,003	−0,003	−0,003	0,030	0,017	0,005	0,000	0,034	0,023	0,010	0,006
	0,9	−0,045	−0,044	−0,042	−0,040	0,010	0,005	0,001	0,000	0,056	0,049	0,042	0,039
	1,0	−0,099	−0,096	−0,090	−0,086	0,012	0,006	0,001	0,000	0,111	0,102	0,092	0,086
Средний	1,0	−0,095	−0,088	−0,085	−0,083	0,015	0,012	0,006	0,002	0,110	0,100	0,091	0,086
	1,1	−0,050	−0,041	−0,038	−0,037	0,008	0,007	0,004	0,102	0,059	0,050	0,042	0,039
	1,2	−0,014	−0,007	−0,004	−0,003	0,025	0,017	0,006	0,001	0,038	0,022	0,008	0,003
	1,4	+0,025	+0,032	+0,035	+0,036	0,064	0,054	0,044	0,039	0,038	0,022	0,008	0,003
	1,5	+0,030	+0,037	+0,040	+0,042	0,069	0,059	0,049	0,044	0,038	0,022	0,008	0,003
$M = \alpha g l^2$						$M = +\beta p l^2$				$M = -\beta p l^2$			

Таблица 17. 7. **Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия треугольной нагрузки**

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}.$$

Пролет	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						Положительные M				Отрицательные M			
		$\eta = 0{,}25$	1	4	16	$\eta = 0{,}25$	1	4	16	$\eta = 0{,}25$	1	4	16
Крайний	0,0	−0,023	−0,055	−0,082	−0,098	0,007	0,011	0,008	0,003	0,031	0,056	0,092	0,100
	0,1	+0,015	−0,014	−0,038	−0,050	0,015	0,006	0,005	0,002	0,000	0,018	0,043	0,052
	0,2	+0,051	+0,025	+0,005	−0,006	0,056	0,027	0,004	0,001	0,006	0,000	0,000	0,006
	0,4	+0,095	+0,076	+0,062	+0,055	0,111	0,085	0,064	0,056	0,018	0,009	0,003	0,001
	0,5	+0,093	+0,080	+0,068	+0,064	0,117	0,093	0,073	0,066	0,024	0,014	0,005	0,002
	0,6	+0,074	+0,063	+0,056	+0,054	0,103	0,082	0,064	0,056	0,030	0,019	0,008	0,003
	0,8	−0,009	−0,009	−0,008	−0,007	0,032	0,016	0,001	0,001	0,042	0,029	0,013	0,010
	0,9	−0,061	−0,060	−0,059	−0,056	0,013	0,006	0,001	0,001	0,076	0,070	0,061	0,056
	1,0	−0,123	−0,120	−0,111	−0,107	0,015	0,007	0,001	0,001	0,140	0,128	0,115	0,108
Средний	1,0	−0,118	−0,110	−0,106	−0,104	0,019	0,015	0,008	0,003	0,137	0,125	0,113	0,107
	1,1	−0,070	−0,061	−0,057	−0,054	0,011	0,010	0,006	0,002	0,078	0,070	0,062	0,057
	1,2	−0,022	−0,015	−0,011	−0,009	0,026	0,016	0,004	0,001	0,047	0,028	0,014	0,010
	1,4	+0,039	+0,048	+0,052	+0,053	0,087	0,075	0,063	0,056	0,047	0,048	0,011	0,003
	1,5	+0,049	+0,057	+0,061	+0,063	0,096	0,084	0,068	0,066	0,047	0,028	0,011	0,003
$M = \alpha g l^2$						$M = +\beta p l^2$				$M = -\beta p l^2$			

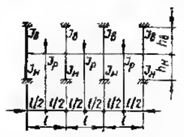


Таблица 17.8. Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в середине пролетов

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролет	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						Положительные M				Отрицательные M			
		$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16
Крайний	0,0	—0,028	—0,065	—0,098	—0,119	0,008	0,013	0,009	0,003	0,036	0,078	0,112	0,120
	0,1	+0,010	—0,023	—0,052	—0,070	0,010	0,006	0,006	0,001	0,000	0,034	0,060	0,073
	0,2	+0,048	+0,019	—0,006	—0,020	0,054	0,036	0,003	0,000	0,000	0,000	0,008	0,023
	0,5	+0,163	+0,145	+0,133	+0,127	0,189	0,163	0,135	0,129	0,028	0,016	0,007	0,001
	0,8	—0,027	—0,029	—0,028	—0,025	0,026	0,007	0,001	0,000	0,050	0,038	0,032	0,026
	0,9	—0,089	—0,087	—0,082	—0,076	0,015	0,008	0,001	0,000	0,104	0,095	0,084	0,077
	1,0	—0,146	—0,145	—0,136	—0,127	0,017	0,009	0,001	0,000	0,167	0,152	0,137	0,128
Средний	1,0	—0,140	—0,130	—0,127	—0,126	0,020	0,017	0,002	0,003	0,165	0,149	0,136	0,129
	1,1	—0,090	—0,080	—0,077	—0,076	0,013	0,012	0,006	0,001	0,110	0,098	0,084	0,079
	1,2	—0,040	—0,030	—0,027	—0,025	0,015	0,005	0,003	0,000	0,056	0,040	0,032	0,029
	1,5	+0,110	+0,120	+0,123	+0,124	0,164	0,153	0,134	0,129	0,056	0,033	0,011	0,004
$M = \alpha Gl$						$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

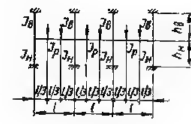


Таблица 17.9. Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в третях пролетов

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}$$

Пролет	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						Положительные M				Отрицательные M			
		$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16	$\eta = 0,25$	1	4	16
Крайний	0,0	—0,050	—0,118	—0,178	—0,210	0,014	0,023	0,016	0,006	0,064	0,140	0,196	0,215
	0,1	+0,028	—0,033	—0,088	—0,115	0,030	0,013	0,011	0,005	0,000	0,045	0,098	0,116
	0,2	+0,105	—0,050	+0,005	—0,018	0,120	0,052	0,006	0,003	0,012	0,000	0,000	0,017
	0,333	+0,212	+0,170	+0,135	+0,119	0,240	0,181	0,135	0,117	0,028	0,011	0,002	0,000
	0,667	+0,140	+0,124	—0,114	+0,112	0,211	0,169	0,133	0,117	0,072	0,047	0,020	0,006
	0,8	—0,020	—0,020	—0,019	—0,018	0,060	0,029	0,002	0,001	0,038	0,070	0,030	0,025
	0,9	—0,138	—0,137	—0,136	—0,130	0,028	0,013	0,003	0,001	0,170	0,158	0,134	0,125
	1,0	—0,260	—0,250	—0,240	—0,227	0,031	0,015	0,003	0,001	0,296	0,272	0,244	0,229
Средний	1,0	—0,250	—0,234	—0,223	—0,222	0,041	0,032	0,017	0,006	0,292	0,266	0,241	0,228
	1,1	—0,152	—0,135	—0,125	—0,121	0,022	0,020	0,012	0,004	0,200	0,151	0,133	0,124
	1,2	—0,050	—0,033	—0,022	—0,020	0,050	0,026	0,006	0,002	0,100	0,058	0,027	0,021
	1,333	+0,083	+0,099	+0,110	+0,111	0,182	0,157	0,131	0,117	0,100	0,158	0,022	0,006
$M = \alpha Gl$						$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

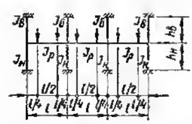


Таблица 17.10. Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в четвертях пролетов

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}.$$

Пролет	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						Положительные M				Отрицательные M			
		η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16
Крайний	0,0	−0,042	−0,099	−0,152	−0,175	0,012	0,019	0,013	0,005	0,054	0,118	0,165	0,182
	0,15	+0,079	+0,033	−0,010	−0,029	0,085	0,076	0,106	0,003	0,004	0,000	0,017	0,030
	0,25	+0,152	+0,122	+0,085	+0,069	0,177	0,124	0,085	0,068	0,015	0,003	0,000	0,000
	0,75	+0,072	+0,062	+0,059	+0,061	0,141	0,109	0,081	0,067	0,069	0,047	0,021	0,006
	0,85	−0,047	−0,045	−0,043	−0,041	0,035	0,010	0,002	0,000	0,080	0,056	0,045	0,040
	1,0	−0,224	−0,217	−0,203	−0,196	0,026	0,013	0,002	0,000	0,250	0,230	0,206	0,193
Средний	1,0	−0,212	−0,198	−0,190	−0,188	0,034	0,027	0,014	0,005	0,246	0,225	0,204	0,192
	1,15	−0,062	−0,043	−0,042	−0,036	0,021	0,011	0,007	0,003	0,085	0,058	0,044	0,039
	1,25	+0,038	+0,052	+0,060	+0,062	0,123	0,102	0,082	0,069	0,085	0,049	0,019	0,005
$M = \alpha Gl$						$M = +P\beta l$				$M = -\beta Pl$			

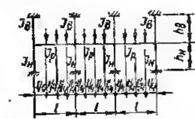


Таблица 17.11. Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в серединах и четвертях пролетов

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}.$$

Пролет	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						Положительные M				Отрицательные M			
		η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16
Крайний	0,0	−0,070	−0,166	−0,253	−0,294	0,030	0,032	0,022	0,008	0,090	0,196	0,277	0,302
	0,15	+0,108	+0,032	−0,042	−0,074	0,112	0,030	0,010	0,004	0,008	0,000	0,055	0,080
	0,25	+0,228	+0,162	+0,100	+0,073	0,244	0,164	0,100	0,074	0,026	0,008	0,000	0,000
	0,50	+0,280	+0,236	+0,204	+0,192	0,346	0,277	0,220	0,197	0,071	0,047	0,016	0,002
	0,75	+0,080	+0,064	+0,060	+0,058	0,194	0,140	0,092	0,070	0,116	0,086	0,035	0,010
	0,85	−0,094	−0,093	−0,092	−0,090	0,036	0,016	0,002	0,000	0,134	0,122	0,102	0,090
	1,0	−0,370	−0,362	−0,339	−0,322	0,044	0,021	0,004	0,000	0,416	0,382	0,342	0,321
Средний	1,0	−0,352	−0,328	−0,317	−0,314	0,058	0,045	0,014	0,004	0,410	0,374	0,340	0,321
	1,15	−0,130	−0,104	−0,094	−0,092	0,094	0,062	0,015	0,004	0,148	0,124	0,105	0,096
	1,25	+0,023	+0,047	+0,085	+0,061	0,162	0,130	0,095	0,072	0,140	0,082	0,030	0,010
	1,50	+0,148	+0,172	+0,183	+0,186	0,287	0,255	0,217	0,197	0,140	0,082	0,030	0,010
$M = \alpha Gl$						$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

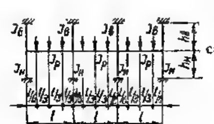


Таблица 17.12. Коэффициенты α и β для определения изгибающих моментов в сечениях ригеля от действия сосредоточенных сил в серединах пролетов и на расстоянии $\frac{l}{6}$ от опор

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р}.$$

Пролет	$\frac{x}{l}$	Постоянная нагрузка				Временная нагрузка							
						Положительные M				Отрицательные M			
		η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16	η = 0,25	1	4	16
Крайний	0,000	−0,006	−0,138	−0,214	−0,250	0,012	0,028	0,020	0,007	0,076	0,167	0,234	0,254
	0,167	+0,148	+0,084	+0,026	−0,002	0,157	0,084	0,026	0,003	0,009	0,000	0,000	0,000
	0,500	+0,230	+0,194	+0,168	+0,157	0,290	0,230	0,183	0,160	0,060	0,036	0,130	0,003
	0,833	−0,020	−0,026	−0,024	−0,014	0,088	0,049	0,012	0,000	0,111	0,076	0,034	0,016
	1,000	−0,312	−0,306	−0,284	−0,270	0,038	0,018	0,004	0,000	0,352	0,322	0,290	0,270
Средний	1,000	−0,298	−0,278	−0,266	−0,264	0,050	0,038	0,020	0,008	0,348	0,316	0,288	0,270
	1,167	−0,048	−0,028	−0,016	−0,014	0,064	0,056	0,020	0,005	0,096	0,070	0,026	0,018
	1,500	+0,118	+0,138	+0,150	+0,152	0,238	0,208	0,175	0,100	0,096	0,070	0,026	0,007
		$M = \alpha Gl$				$M = +\beta Pl$				$M = -\beta Pl$			

Коэффициенты α и β определяются по таблицам в зависимости от величины

$$\eta = \frac{i_в + i_н}{i_р},$$

где $i_в = \frac{I_в}{h_в}$; $i_н = \frac{I_н}{h_н}$; $i_р = \frac{I_р}{l}$ — погонные жесткости соответственно верхней и нижней стоек и ригеля;

$I_в$, $I_н$, $I_р$ — моменты инерции стоек и ригеля;

$h_в$, $h_н$, l — высоты верхней и нижней стоек и длина ригеля.

Изгибающие моменты в сечениях ригеля определяются по формуле

$$M = \alpha g l^2 \pm \beta p l^2$$

или

$$M = \alpha G l \pm \beta P l.$$

Таблицы дают значения коэффициентов α и β для ряда сечений, что позволяет в случае необходимости построить огибающие эпюры моментов для ригелей.

Изгибающие моменты в крайних стойках двухэтажных рам в сечениях, примыкающих к ригелю, определяются по формулам:

$$M_в = M_р^0 \frac{i_в}{i_в + i_н};$$

$$M_н = M_р^0 \frac{i_н}{i_в + i_н},$$

где $M_р^0$ — опорный изгибающий момент в ригеле в сечении, примыкающем к крайней стойке.

Изгибающие моменты в средних стойках в месте примыкания их к ригелю определяются по формулам:

$$M_в = \Delta M_р \frac{i_в}{i_в + i_н};$$

$$M_н = \Delta M_р \frac{i_н}{i_в + i_н},$$

где $\Delta M_р$ — разность опорных изгибающих моментов в ригеле в сечении по оси средней стойки.

Изгибающие моменты на противоположных концах стоек получаются умножением моментов в месте примыкания колонн к ригелю на коэффициент 0,5.

При расчёте по таблицам одноэтажных трехпролетных рам во всех приведенных формулах следует принимать $i_в = 0$.

3. Многоэтажные рамы. Многоэтажные рамы (рис. 17.4, *а*) расчленяются на отдельные рамы (рис. 17.4, *б*) таким образом, чтобы одна и та же стойка входила в две смежные расчлененные рамы.

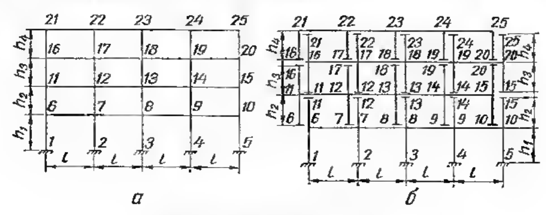


Рис. 17.4. Многоэтажные рамы:
а — заданная схема; *б* — расчлененная схема.

Характер опирания стоек расчлененных рам принимается в зависимости от соотношения погонных жесткостей ригелей и стоек в виде упругой или полной заделки в опорах.

Расчет расчлененных одно- и двухэтажных рам производится с помощью описанных выше таблиц.

За расчетные моменты в ригелях многоэтажных рам принимаются моменты, полученные из расчета отдельных расчлененных рам при самом невыгодном для ригелей положении нагрузки.

Расчетные изгибающие моменты в стойках получаются суммированием моментов в стойках, полученных из расчета расчлененных смежных рам при соответствующих невыгодных для стоек нагружениях.

Например, расчетные моменты в стойке 7,12 равны:

$$M_{7,12} = M^{н}_{7,12} + M^{в}_{7,12};$$

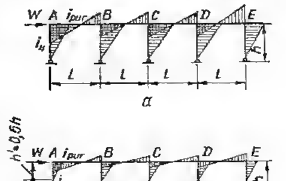
$$M_{12,7} = M^{н}_{12,7} + M^{в}_{12,7}.$$

Индексы *в* и *н* означают, что моменты относятся соответственно к нижней и верхней расчлененным смежным рамам.

Расчет рам на ветровую нагрузку

Одноэтажные рамы с шарнирными опорами стоек (рис. 17.5, *а*) могут рассчитываться на горизонтальную равномерно распределенную нагрузку, приложенную по высоте крайней стойки, и на горизонтальную сосредоточенную силу, действующую в уровне ригеля, с помощью табл. 17.5.

Одноэтажные рамы с упругой и полной заделкой стоек в опорах (рис. 17. 5, *б* и *в*) могут быть приближенно рассчитаны с помощью табл. 17.5 на горизонтальную сосредоточенную силу, приложенную по



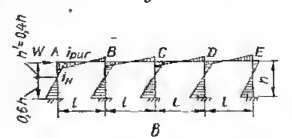


Рис. 17.5. Эпюры изгибающих моментов в одноэтажной раме:
а — при шарнирном опирании стоек; *б* — при упругом защемлении стоек; *в* — при полном защемлении стоек.

оси ригеля. При этом принимается, что нулевые точки эпюры моментов в стойках находятся на расстоянии от оси ригеля, равном: при упругой заделке стоек в опорах $h' = 0{,}5h$; при полной заделке стоек в опорах $h' = 0{,}4h$.

Это предположение позволяет свести расчет одноэтажных рам с упругой и полной заделкой стоек в опорах к расчету по табл. 17.5 одноэтажных рам с шарнирными опорами, принимая вместо действительной высоты стоек h высоту h'.

Определение опорных моментов в ригелях и стойках в месте их примыкания к ригелю производится так же, как и при расчете одноэтажных рам с шарнирными опорами на вертикальную нагрузку.

Моменты на концах стоек у опор определяются умножением найденных моментов на противоположных концах у ригелей на коэффициенты, равные: при упругой заделке на опоре — 1,0, при полной — 1,5.

В расчете многоэтажных рам на горизонтальную сосредоточенную нагрузку, приложенную по оси ригелей, предполагается, что нулевые точки

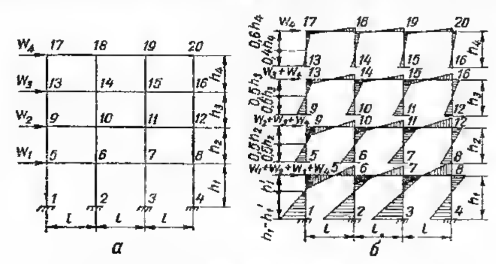


Рис. 17.6. Многоэтажная рама:
а — заданная схема, *б* — эпюры моментов в расчлененной схеме.

эпюры моментов находятся на расстоянии от верхних ригелей, равном в верхнем этаже $h' = 0{,}6h$; в промежуточных этажах $h' = 0{,}5h$; в нижнем этаже

$$h' = \frac{0{,}5}{1 + \frac{i_{ст}}{i_{риг}}},$$

где $i_{ст}$ и $i_{риг}$ — соответственно погонные жесткости стоек и ригелей;
h — высота стойки.

Это предложение позволяет расчет многоэтажных рам на горизонтальную нагрузку производить с помощью таблиц 17.5 для расчета одноэтажных рам с шарнирными опорами.

Для этого многоэтажные рамы расчленяются на отдельные одноэтажные рамы с установленным, как указано выше, положением нулевых точек эпюры моментов в стойках (рис. 17.6).

Каждая одноэтажная рама рассчитывается с помощью табл. 17.5 на сосредоточенную горизонтальную нагрузку, равную всей ветровой нагрузке, действующей на вышерасположенные этажи.

За расчетные моменты в стойках многоэтажных рам принимаются моменты, полученные из расчета отдельных расчлененных рам.

Расчетные моменты в ригелях получаются суммированием моментов в ригелях расчлененных рам с распределенными на два смежных ригеля моментами от стоек, примыкающих к ним сверху.

Например, для ригеля над вторым этажом моменты равны:

$$M_{9,10} = \overline{M}_{9,10} + \overline{M}_{9,13};$$

$$M_{10,9}=\overline{M}_{10,9}+\overline{M}_{10,14}\frac{\overline{M}_{10,9}}{\overline{M}_{10,9}+\overline{M}_{10,11}};$$

$$M_{10,11}=\overline{M}_{10,11}+\overline{M}_{10,14}\frac{\overline{M}_{10,11}}{\overline{M}_{10,9}+\overline{M}_{10,11}},$$

где $\overline{M}$ — моменты, полученные при расчете расчлененных рам.

Определение упругих перемещений в рамах

Приведенные в табл. 17.13 формулы значений интегралов вида $\int\limits_0^s M_i M_k ds$ предназначены для определения перемещений в балках и рамах. Формулами табл. 17.13 можно пользоваться для определения значений интегралов для отдельных прямолинейных участков балок или рам, имеющих постоянное поперечное сечение.

Формулами значений интегралов удобно пользоваться для вычисления коэффициентов уравнений метода сил, а также для определения прогибов и углов поворота в балках и рамах.

Перемещение δ_{ik} точки балки или рамы, вызванное приложенной к ним нагрузкой k по направлению i, определяется в большинстве случаев без учета деформаций от продольных и поперечных сил по формуле

$$\delta_{ik}=\sum\int\limits_0^s\frac{M_i M_k}{EI}ds,$$

где M_i — момент от единичного усилия, приложенного в данной точке по направлению искомого перемещения;

M_k — момент от заданной нагрузки;

EI — жесткость поперечного сечения при изгибе.

Формула дает величину перемещения как для статически определимых, так и для статически неопределимых систем. В последних моменты от нагрузки M_k определяются расчетом статически неопределимой системы; моменты от единичного усилия по направлению искомого перемещения M_i всегда можно определить в любой статически определимой системе, полученной из заданной отбрасыванием лишних связей.

Пример. Определить прогиб в середине пролета свободно лежащей балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 17.7).

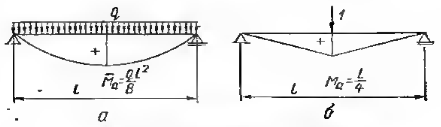


Рис. 17.7. Эпюры моментов в балке:
а — от равномерно распределенной нагрузки; *б* — от единичной сосредоточенной силы.

Для определения искомого прогиба необходимо перемножить эпюры моментов в балке от заданной нагрузки (рис. 17.7, *а*) и от единичной сосредоточенной силы (рис. 17.7, *б*), приложенной в середине пролета балки.

Для определения прогиба воспользуемся формулой табл. 17.13

$$\delta_{ik}=\frac{1}{EI}\int\limits_0^s M_i M_k ds=\frac{1}{EI}\cdot 2\cdot\frac{5}{12}\cdot\frac{l}{2}M_a\overline{M}_a=$$

$$=\frac{1}{EI}\cdot 2\cdot\frac{5}{12}\cdot\frac{l}{2}\cdot\frac{l}{4}\cdot\frac{ql^2}{8}=\frac{5}{384}\cdot\frac{ql^3}{EI}$$

Таблица 17.13. Значение интегралов $\int M_i M_k \, dx$ (все криволинейные

M_i / M_k	M_a, M_b, l	M_a, l
$\bar{M}_a$, $\bar{M}_b$	$\frac{l}{6}\left[2(M_a\bar{M}_a + M_b\bar{M}_b) + M_a\bar{M}_b + \bar{M}_a M_b\right]$	$\frac{l}{6} M_a (2\bar{M}_a + \bar{M}_b)$
$\bar{M}_a$	$\frac{l}{6}\bar{M}_a (2M_a + M_b)$	$\frac{l}{3} M_a\bar{M}_b$
$\bar{M}$, $\bar{M}$	$\frac{l}{2}\bar{M}(M_a + M_b)$	$\frac{l}{2} M_a\bar{M}$
$\bar{M}_a$, $\bar{M}_b$	$\frac{l}{6}[2(M_b\bar{M}_b - M_a\bar{M}_a) + M_a\bar{M}_b - \bar{M}_a M_b]$	$\frac{l}{6} M_a (\bar{M}_b - 2\bar{M}_a)$
$\bar{M}_c$, x, x'	$\frac{l}{6}\left[M_a\left(1 + \frac{x'}{l}\right) + M_b\left(1 + \frac{x}{l}\right)\right]\bar{M}_c$	$\frac{l}{6} M_a\bar{M}_c\left(1 + \frac{x'}{l}\right)$
$\bar{M}_a$, x	$\frac{x}{2}\left[M_a - \frac{x}{3l}(M_a - M_b)\right]\bar{M}_a$	$\frac{x}{6} M_a\bar{M}_a\left(3 - \frac{x}{l}\right)$
$\bar{M}_c$, x, x'	$\frac{l}{6}\bar{M}_c\left[M_b\left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right) - M_a\left(1 - \frac{3x'^2}{l^2}\right)\right]$	$\frac{l}{6} M_a\bar{M}_c\left(3\frac{x'^2}{l^2} - 1\right)$
$\bar{M}_c$, x, x	$\frac{l}{2}\bar{M}_c (M_a + M_b)(l - x)$	$\frac{1}{2} M_a\bar{M}_c (l - x)$
x, $\bar{M}_c$, $\bar{M}_c$, x	$\frac{l}{6}\bar{M}_c (M_a - M_b)(l - x)$	$\frac{1}{6} M_a\bar{M}_c (l - x)$
$\bar{M}_c$	$\frac{l}{3}\bar{M}_c (M_a + M_b)$	$\frac{l}{3} M_a\bar{M}_c$
$\bar{M}_a$, $\bar{M}_c$, $\bar{M}_b$	$\frac{l}{6}[M_a(\bar{M}_a + 2\bar{M}_c) + M_b(2\bar{M}_c + \bar{M}_b)]$	$\frac{l}{6} M_a (\bar{M}_a + 2\bar{M}_c)$
$\bar{M}_a$	$\frac{l}{12}\bar{M}_a (3M_a + M_b)$	$\frac{l}{4} M_a\bar{M}_a$
$\bar{M}_a$, Кубическая парабола	$\frac{l}{20}\bar{M}_a (4M_a + M_b)$	$\frac{l}{5} M_a\bar{M}_a$
$\bar{M}_a$	$\frac{l}{12}\bar{M}_a (5M_a + 3M_b)$	$\frac{5l}{12} M_a\bar{M}_a$

эпюры, кроме указанных особо, являются квадратными параболами)

M_b; l	M; M; l	M_a; M_b; l	M_a; M_b; l
$\frac{l}{6} M_b (2\overline{M}_a + \overline{M}_b)$	$\frac{l}{2} M (\overline{M}_a + \overline{M}_b)$	$\frac{l}{6} [2 (M_b \overline{M}_b - M_a \overline{M}_a) + M_b \overline{M}_a - M_a \overline{M}_b]$	$\frac{l}{6} [2 (M_a \overline{M}_a - M_b \overline{M}_b) + M_a \overline{M}_b - M_b \overline{M}_a]$
$\frac{l}{6} M_b \overline{M}_a$	$\frac{l}{2} M \overline{M}_a$	$\frac{l}{6} \overline{M}_a (M_b - 2M_a)$	$\frac{l}{6} \overline{M}_a (2M_a - M_b)$
$\frac{l}{2} M_b \overline{M}$	$l M \overline{M}$	$\frac{l}{2} \overline{M} (M_b - M_a)$	$\frac{l}{2} \overline{M} (M_a - M_b)$
$\frac{l}{6} M_b (2\overline{M}_b - \overline{M}_a)$	$\frac{l}{2} M (\overline{M}_b - \overline{M}_a)$	$\frac{l}{6} [2 (M_a \overline{M}_a + M_b \overline{M}_b) - M_a \overline{M}_b - M_b \overline{M}_a]$	$\frac{l}{6} [-2 (M_a \overline{M}_a - M_b \overline{M}_b) + M_a \overline{M}_b + M_b \overline{M}_a]$
$\frac{l}{6} M_b \overline{M}_c \left(1 + \frac{x}{l}\right)$	$\frac{l}{2} M \overline{M}_c$	$\frac{l}{6} \left[M_b \left(1 + \frac{x}{l}\right) - M_a \left(1 + \frac{x'}{l}\right)\right] \overline{M}_c$	$\frac{l}{6} \left[M_a \left(1 + \frac{x'}{l}\right) - M_b \left(1 + \frac{x}{l}\right)\right] \overline{M}_c$
$\frac{x^2}{6l} M_b \overline{M}_a$	$\frac{x}{2} M \overline{M}_a$	$\frac{x}{2} \left[\frac{x}{3l} (M_a + M_b) - M_a\right] \overline{M}_a$	$\frac{x}{2} \left[M_a - \frac{x}{3l} (M_a + M_b)\right] \overline{M}_a$
$\frac{l}{2} M_b \overline{M}_c \left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right)$	$\frac{l}{2} M \overline{M}_c \frac{x'^2 - x^2}{l}$	$\frac{l}{6} \overline{M}_a \left[M_b \left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right) + M_a \left(1 - 3\frac{x'^2}{l^2}\right)\right]$	$-\frac{l}{6} \overline{M}_c \left[M_b \left(1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right) + M_a \left(1 - 3\frac{x'^2}{l^2}\right)\right]$
$\frac{1}{2} M_b \overline{M}_c (l - x)$	$M \overline{M}_c (l - x)$	$\frac{1}{2} \overline{M}_c (M_b - M_a)(l - x)$	$\frac{1}{2} \overline{M}_c (M_a - M_b)(l - x)$
$-\frac{1}{6} M_b \overline{M}_c (l - x)$	0	$-\frac{1}{6} \overline{M}_c (M_a + M_b)(l - x)$	$\frac{1}{6} \overline{M}_c (M_a + M_b)(l - x)$
$\frac{l}{3} M_b \overline{M}_c$	$\frac{2l}{3} M \overline{M}_c$	$\frac{l}{3} \overline{M}_c (M_b - M_a)$	$\frac{l}{3} \overline{M}_c (M_a - M_b)$
$\frac{l}{6} M_b (2\overline{M}_c + \overline{M}_b)$	$\frac{l}{6} M (\overline{M}_a + 4\overline{M}_c + \overline{M}_b)$	$\frac{l}{6} [M_b (2\overline{M}_c + \overline{M}_b) - M_a (\overline{M}_a + 2\overline{M}_c)]$	$\frac{l}{6} [M_a (\overline{M}_a + 2\overline{M}_c) - M_b (2\overline{M}_c + \overline{M}_b)]$
$\frac{l}{12} M_b \overline{M}_a$	$\frac{l}{3} M \overline{M}_a$	$\frac{l}{12} \overline{M}_a (M_b - 3M_a)$	$\frac{l}{12} \overline{M}_a (3M_a - M_b)$
$\frac{l}{20} M_b \overline{M}_a$	$\frac{l}{4} M \overline{M}_a$	$\frac{l}{20} \overline{M}_a (M_b - 4M_a)$	$\frac{l}{20} \overline{M}_a (3M_a - M_b)$
$\frac{l}{4} M_b \overline{M}_a$	$\frac{2l}{3} M \overline{M}_a$	$\frac{l}{12} \overline{M}_a (3M_b - 5M_a)$	$\frac{l}{12} \overline{M}_a (5M_a - 3M_b)$

Пример. Определить горизонтальное перемещение точки A рамы, загруженной ветровой нагрузкой (рис.17.8). Для определения искомого перемещения необходимо перемножить эпюры моментов в раме от заданной ветровой нагрузки (рис. 17.8, *а*) и от единичной горизонтальной силы (рис. 17.8, *б*) приложенной в точке A рамы.

Для упрощения определения моментов в раме от единичной силы и сокращения вычислений превращаем заданную статически неопределимую раму в статически определимую

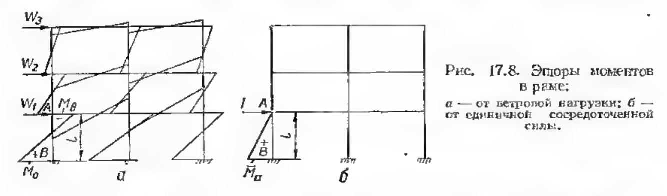


Рис. 17.8. Эпюры моментов в раме:

а — от ветровой нагрузки; *б* — от единичной сосредоточенной силы.

так, чтобы наименьшее количество стержней рамы участвовало в работе при действии единичной силы.

На рис. 17.8, *б* показана выбранная статически определимая система и эпюра моментов от единичной силы. Для определения перемещения необходимо перемножить эпюры моментов на стержне AB.

Для определения перемещения воспользуемся формулой табл. 17.13:

$$\delta_{ik} = \frac{1}{EI}\int_0^s M_i M_k ds = \frac{1}{EI}\cdot\frac{l}{6}\overline{M}_a(2M_a - M_b).$$

Глава 18

ШПРЕНГЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ

Ниже приведена таблица для расчета в упругой стадии один раз статически неопределимых шпренгельных ферм с трапецоидальным шпренгелем. В табл. 18.1 приведены данные для расчета шпренгельных систем смешанной конструкции (верхний пояс из железобетона, шпренгель металлический, стойки — металлические или железобетонные).

Табл. 18.1 можно пользоваться и для расчета шпренгельных систем с верхним двускатным поясом при уклоне его не более 1/15—1/20. В этом случае высота h может быть принята равной высоте стоек шпренгеля заданной двускатной системы.

Пример. Определить усилия в элементах шпренгельной фермы, изображенной на рис. 18.1, *а*.

Продольные деформации стоек фермы, выполненных из железобетона, оказывают незначительное влияние на распределение усилий в системе. Поэтому примем приближенно $E_1F_2 = \infty$. Тогда по формулам табл. 18.1:

$$k_1 = \frac{EI}{E_1F_1h} = \frac{1}{0{,}5\cdot 2{,}3} = 0{,}87;$$

$$k_2 = \frac{EI}{E_1F_2a} = 0;$$

$$k_3 = \frac{1}{\cos^3\varphi} = \frac{1}{0{,}865^3} = 1{,}55;$$

$$A = \frac{l^3}{1{,}33l^2k_1k_3 + 12h^2k_2 + 1{,}11l^2h + 0{,}67l^2k_1} =$$

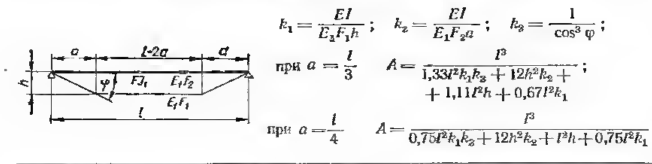
$$= \frac{12{,}0^3}{1{,}33\cdot 12{,}0^2\cdot 0{,}87\cdot 1{,}55 + 1{,}11\cdot 12{,}0^2\cdot 2{,}3 + 0{,}67\cdot 12{,}0^2\cdot 0{,}87} = 2{,}44.$$

Коэффициент α, соответствующий заданному положению силы P, находим по табл. 18.1: $\alpha = 0{,}2137$.

Усилие на горизонтальном участке нижнего пояса

$$X = 2{,}44 \cdot 0{,}2137 \cdot 10{,}0 = 5{,}2\ m.$$

Таблица 18.1. **Коэффициенты α, β и γ для определения усилия в затяжке статически неопределимых шпренгельных ферм**



$$k_1 = \frac{EI}{E_1F_1h}; \quad k_2 = \frac{EI}{E_1F_2a}; \quad k_3 = \frac{1}{\cos^3\varphi};$$

при $a = \dfrac{l}{3}$ $\quad A = \dfrac{l^3}{1{,}33l^2k_1k_3 + 12h^2k_2 + 1{,}11l^2h + 0{,}67l^2k_1}$;

при $a = \dfrac{l}{4}$ $\quad A = \dfrac{l^3}{0{,}75l^2k_1k_3 + 12h^2k_2 + l^2h + 0{,}75l^2k_1}$.

a	$X = A\alpha P$		$X = A\beta ql$		$X = A\gamma ql$	
	x	α	x	β	x	γ
$l/3$	0,05l	0,0334	0,05l	0,00084	0,10l	0,0224
	0,10l	0,0660	0,10l	0,00333	0,20l	0,04198
	0,15l	0,0971	0,15l	0,00741	0,30l	0,06172
	0,20l	0,1260	0,20l	0,01299	0,33l	0,06812
	0,25l	0,1519	0,25l	0,01994	0,40l	0,07998
	0,30l	0,1740	0,30l	0,02809	0,50l	0,09628
	0,33l	0,1852	0,33l	0,03402	0,60l	0,11018
	0,35l	0,1912	0,35l	0,03722	0,70l	0,12134
	0,40l	0,2037	0,40l	0,04709	0,80l	0,12950
	0,45l	0,2112	0,45l	0,05746	0,90l	0,13448
	0,50l	0,2137	0,50l	0,06808	1,00l	0,13616
$l/4$	0,05l	0,0280	0,05l	0,00070	0,10l	0,01710
	0,10l	0,0553	0,10l	0,00278	0,20l	0,03382
	0,15l	0,0810	0,15l	0,00619	0,30l	0,04978
	0,20l	0,1045	0,20l	0,01083	0,40l	0,06462
	0,25l	0,1250	0,25l	0,01657	0,50l	0,07796
	0,30l	0,1419	0,30l	0,02324	0,60l	0,08944
	0,35l	0,1550	0,35l	0,03066	0,70l	0,09872
	0,40l	0,1644	0,40l	0,03864	0,80l	0,10554
	0,45l	0,1700	0,45l	0,04700	0,90l	0,10970
	0,50l	0,1719	0,50l	0,05555	1,00l	0,11110

$$k_1 = \frac{EI}{E_1F_1h}; \quad k_2 = \frac{EI}{E_1F_2a}; \quad k_3 = \frac{1}{\cos^3\varphi};$$

при $a = \dfrac{l}{5}$ $\quad A = \dfrac{l^3}{0{,}48l^2k_1k_3 + 12h^2k_2 + 0{,}88l^2h + 0{,}72l^2k_1}$;

при $a = \dfrac{l}{6}$ $\quad A = \dfrac{l^3}{0{,}33l^2k_1k_3 + 12h^2k_2 + 0{,}78l^2h + 0{,}67l^2k_1}$.

Продолжение табл. 18.1.

α	x	α	x	β	x	γ
l/5	0,05l	0,0239	0,05l	0,00060	0,10l	0,01412
	0,10l	0,0470	0,10l	0,00237	0,20l	0,02794
	0,15l	0,0686	0,15l	0,00526	0,30l	0,04116
	0,20l	0,0880	0,20l	0,00918	0,40l	0,05348
	0,25l	0,1045	0,25l	0,01399	0,50l	0,06460
	0,30l	0,1180	0,30l	0,01955	0,60l	0,07422
	0,35l	0,1285	0,35l	0,02571	0,70l	0,08206
	0,40l	0,1360	0,40l	0,03232	0,80l	0,08784
	0,45l	0,1405	0,45l	0,03923	0,90l	0,09138
	0,50l	0,1420	0,50l	0,04629	1,00l	0,09258
l/6	0,05l	0,0207	0,05l	0,00052	0,10l	0,01238
	0,10l	0,0407	0,10l	0,00206	0,20l	0,02450
	0,15l	0,0622	0,15l	0,00463	0,30l	0,03616
	0,167l	0,0690	0,167l	0,00575	0,40l	0,04706
	0,20l	0,0795	0,20l	0,00820	0,50l	0,05696
	0,25l	0,0935	0,25l	0,01253	0,60l	0,06562
	0,30l	0,1045	0,30l	0,01748	0,567l	0,07052
	0,35l	0,1135	0,35l	0,02293	0,70l	0,07276
	0,40l	0,1195	0,40l	0,02876	0,80l	0,07790
	0,45l	0,1230	0,45l	0,03482	0,90l	0,08098
	0,50l	0,1245	0,50l	0,04101	1,00l	0,08512

Усилия в стойках V и наклонных участках нижнего пояса S находим, рассматривая равновесие нижнего узла (рис. 18.1, *б*):

$$\Sigma X = 0; \quad X - S\cos 30^\circ = 0;$$

$$S = \frac{X}{\cos 30^\circ} = \frac{5{,}2}{0{,}865} = 6{,}0\ m;$$

$$\Sigma Y = 0; \quad S\cos 60^\circ - V = 0;$$

$$V = S\cos 60^\circ = 6{,}0 \cdot 0{,}5 = 3{,}0\ m.$$

Изгибающие моменты в сечениях верхнего пояса фермы определяем как сумму моментов опорной реакции фермы (5,0 *т*) и усилия на горизонтальном участке нижнего пояса (рис. 18.1, *в*) относительно рассматриваемых сечений:

$$M_1 = 5{,}0 \cdot 4{,}0 - 5{,}2 \cdot 2{,}3 = 8{,}0\ m \cdot м;$$

$$M_2 = 5{,}0 \cdot 6{,}0 - 5{,}2 \cdot 2{,}3 = 18{,}0\ m \cdot м.$$

Эпюра изгибающих моментов в верхнем поясе фермы показана на рис. 18.1, *в*.

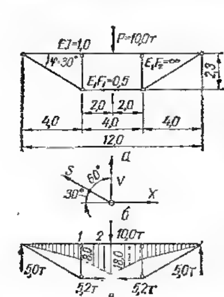


Рис. 18.1. К расчету шпренгельной фермы:
а — расчетная схема; *б* — узел нижнего пояса; *в* — эпюра изгибающих моментов в верхнем поясе.

ЛИТЕРАТУРА

К РАСЧЕТУ ШПРЕНГЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Калашников Н. А. Комбинированный напряженно-армированный бетон и возможности его применения в городских и автодорожных мостах. М., Изд-во Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1952.

Онуфриев Н. М. Расчетные формулы для проектирования шпренгельных систем смешанной конструкции. Научные труды Ленинградского инженерно-строительного института. Вып. 17. Строительная механика и строительные конструкции. М., Госстройиздат, 1954.

Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1965.

Глава 19

АРКИ

В данной главе помещены таблицы для расчета трехшарнирных и двухшарнирных арок, однопролетных двухшарнирных арок с затяжками, неразрезных равнопролетных арок с затяжками и бесшарнирных пологих арок.

Для расчета многопролетных арок с затяжками и неравными пролетами приведены формулы. Все таблицы и формулы относятся к расчету арок в упругой стадии.

В табл. 19.1 приводятся вспомогательные данные по геометрии осей параболических и круговых арок.

ТРЕХШАРНИРНЫЕ АРКИ

В табл. 19.2 приведены значения опорных реакций в трехшарнирных арках для некоторых особых типов загружений.

В табл. 19.3 (см. стр. 872—875) приведены данные для расчета трехшарнирных арок с осью, очерченной по квадратной параболе или дуге круга при $f/l = 1/4$, значения опорных реакций, распора и изгибающих моментов в сечениях арки. Кроме того, в таблице приводятся значения поперечных сил Q_0 в сечениях свободно лежащей балки на двух опорах, необходимые для определения продольных и поперечных сил в сечениях арки.

Продольные и поперечные силы вычисляются по формулам:

$$N = H\cos\varphi + Q_0\sin\varphi;$$

$$Q = Q_0\cos\varphi - H\sin\varphi.$$

Таблица 19.1. **Геометрические данные осей параболической и круговой арок**

Параболическая арка

Уравнение оси $y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$; $\operatorname{tg}\varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4f(l-2x)}{l^2}$.

Сечение x	x	y	$f/l = 1/7$			$f/l = 1/6$			Любые f/l
			tg φ	sin φ	cos φ	tg φ	sin φ	cos φ	tg φ
0	0,00	0,00	0,571	0,495	0,869	0,667	0,554	0,832	4,000
1/8l	0,125	0,438	0,428	0,394	0,919	0,500	0,489	0,894	3,000
1/6l	0,167	0,556	0,382	0,356	0,935	0,444	0,406	0,914	2,664
1/4l	0,250	0,750	0,286	0,276	0,961	0,333	0,315	0,949	2,000
3/8l	0,375	0,938	0,143	0,142	0,990	0,167	0,165	0,986	1,000
1/2l	0,500	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000
5/8l	0,625	0,938	−0,143	−0,142	0,990	−0,167	−0,165	0,986	−1,000
3/4l	0,750	0,750	−0,286	−0,276	0,961	−0,333	−0,315	0,949	−2,000
5/6l	0,833	0,556	−0,382	−0,356	0,935	−0,444	−0,406	0,914	−2,664
7/8l	0,875	0,438	−0,428	−0,394	0,919	−0,500	−0,489	0,894	−3,000
1l	1,000	0,000	−0,571	−0,495	0,869	−0,667	−0,554	0,832	−4,000
Множитель	l	f	—	—	—	—	—	—	f/l

Продолжение табл. 19.1

Круговая арка

Уравнение оси $x = \frac{l}{2} - R\sin\varphi$; $y = R\cos\varphi - e$;

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}; \quad e = R - f; \quad s = 2R\varphi_0$$

f/l		x/l 0,050	0,100	0,150	0,200	0,250	0,300	0,350
1/2	y : f	0,436	0,600	0,714	0,800	0,856	0,916	0,954
	sin φ	0.900	0,800	0,700	0,600	0,500	0,400	0,300
	cos φ	0.436	0.600	0,714	0.800	0,866	0.916	0.954
1/3	y : f	0,280	0,471	0,615	0,728	0,816	0,885	0,936
	sin φ	0,831	0,738	0,646	0,554	0,462	0,367	0,277
	cos φ	0.556	0,674	0,763	0,832	0,887	0,929	0,961
1/4	y : f	0,235	0,421	0,571	0,693	0,791	0,868	0,927
	sin φ	0,720	0,640	0,560	0,480	0,400	0,320	0,240
	cos φ	0,694	0,768	0,828	0,877	0,916	0,947	0,971
1/5	y : f	0,217	0,398	0,650	0,675	0,778	0,859	0,922
	sin φ	0,621	0,552	0,483	0,414	0,345	0,276	0,207
	cos φ	0,784	0,834	0,876	0,910	0,939	0,961	0,978

f/l		x/l 0,400	0,450	0,500	$2\varphi_0$	s : l	R : l	e : l
1/2	y : f	0,980	0,995	1,000	180° 00′ 00″	1,57080	0,5000	0
	sin φ	0,200	0,100	0,000				
	cos φ	0,980	0,995	1,000				
1/3	y : f	0,972	0,993	1,000	134° 34′ 36″	1,27398	0,5417	$\frac{5}{24}$
	sin φ	0,185	0,092	0,000				
	cos φ	0,983	0,996	1,000				
1/4	y : f	0,968	0,992	1,000	106° 15′ 36″	1,15908	0,6250	$\frac{3}{8}$
	sin φ	0,160	0,080	0,000				
	cos φ	0,987	0,997	1,000				
1/5	y : f	0,965	0,992	1,000	87° 12′ 20″	1,10334	0,7250	$\frac{21}{40}$
	sin φ	0,138	0,069	1,000				
	cos φ	0,990	0,998	1,000				

Таблица 19.2 Опорные реакции для некоторых видов загружения трехшарнирных арок

Схема нагружения		Квадратная парабола		
A	$\frac{5}{24} ql$	$\frac{1}{6} ql$	$-\frac{qf^2}{2l}$	$-\frac{qf^2}{6l}$
B	$\frac{1}{24} ql$	$\frac{1}{6} ql$	$\frac{qf^2}{2l}$	$\frac{qf^2}{6l}$
H_a	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$	$\frac{3}{4} qf$	$\frac{5}{12} qf$
H_b	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{ql^2}{f}$	$\frac{1}{4} qf$	$\frac{1}{12} qf$

ДВУХШАРНИРНЫЕ АРКИ С ЗАТЯЖКАМИ (ОДНОПРОЛЕТНЫЕ И НЕРАЗРЕЗНЫЕ)

Табл. 19.4—19.9 предназначены для расчета однопролетных арок, ось которых очерчена по квадратной параболе. В них приведены формулы для определения усилий в затяжке и моментов в сечениях арки. Кроме того, таблицы содержат величины поперечных сил в однопролетной балке, необходимые для расчета арок.

Определение усилий в затяжке и изгибающих моментов в сечениях арки для всех приведенных в таблицах видов нагрузок производится непосредственно по табличным формулам в зависимости от величины коэффициента k, определяемого по формуле

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2}\left(\frac{I}{F} + \frac{EI}{E_з F_з}\right)},$$

где E — модуль упругости материала арки;
$E_з$ — модуль упругости материала затяжки;
F — площадь приведенного сечения арки;
$F_з$ — площадь сечения затяжки;
I — приведенный момент инерции сечения арки.

Сечение затяжки для однопролетных арок может быть предварительно установлено по величине распора при значении $k = 0{,}9$.

Продольные и поперечные силы определяются по формулам:

$$N = H \cos\varphi + Q_0 \sin\varphi;$$

$$Q = Q_0 \cos\varphi$$

где H — усилие в затяжке;
Q_0 — поперечная сила в соответствующем сечении однопролетной балки, величина которой определяется по таблицам.

Приближенно (с точностью до 5—10%) продольные силы могут быть вычислены по формуле

$$N = \frac{H}{\cos\varphi}.$$

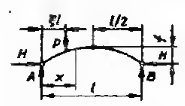
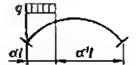


Таблица 19.4. **Трехшарнирные арки с осью, очерченной по квад**

Сосредоточенная сила P на

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,05		0,10		0,15		0,20		0,25	
	$A = 0,95P$; $B = 0,05P$; $H = 0,025P\frac{l}{f}$		$A = 0,90P$; $B = 0,10P$; $H = 0,050P\frac{l}{f}$		$A = 0,85P$; $B = 0,15P$; $H = 0,075P\frac{l}{f}$		$A = 0,80P$; $B = 0,20P$; $H = 0,100P\frac{l}{f}$		$A = 0,75P$; $B = 0,25P$; $H = 0,125P\frac{l}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	0,043	0,95 —0,05	0,036	0,90	0,029	0,85	0,021	0,80	0,014	0,75
0,10	0,036	—0,05	0,072	0,90 —0,10	0,058	0,85	0,044	0,80	0,030	0,75
0,15	0,030	—0,05	0,060	—0,10	0,090	0,85 —0,15	0,069	0,80	0,049	0,75
0,20	0,024	—0,05	0,048	—0,10	0,072	—0,15	0,096	0,80 —0,20	0,070	0,75
0,25	0,019	—0,05	0,043	—0,10	0,057	—0,15	0,075	—0,20	0,094	0,75 —0,25
0,30	0,014	—0,05	0,028	—0,10	0,042	—0,15	0,056	—0,20	0,070	—0,25
0,35	0,010	—0,05	0,020	—0,10	0,030	—0,15	0,039	—0,20	0,047	—0,25
0,40	0,006	—0,05	0,012	—0,10	0,018	—0,15	0,024	—0,20	0,030	—0,25
0,45	0,003	—0,05	0,006	—0,10	0,009	—0,15	0,011	—0,20	0,014	—0,25
0,50	0,000	—0,05	0,000	—0,10	0,000	—0,15	0,000	—0,20	0,000	—0,25
0,55	—0,002	—0,05	—0,005	—0,10	—0,006	—0,15	—0,009	—0,20	—0,011	—0,25
0,60	—0,004	—0,05	—0,008	—0,10	—0,012	—0,15	—0,016	—0,20	—0,020	—0,25
0,65	—0,005	—0,05	—0,011	—0,10	—0,015	—0,15	—0,021	—0,20	—0,026	—0,25
0,70	—0,006	—0,05	—0,012	—0,10	—0,018	—0,15	—0,024	—0,20	—0,030	—0,25
0,75	—0,006	—0,05	—0,013	—0,10	—0,018	—0,15	—0,025	—0,20	—0,031	—0,25
0,80	—0,006	—0,05	—0,012	—0,10	—0,018	—0,15	—0,024	—0,20	—0,030	—0,25
0,85	—0,005	—0,05	—0,011	—0,10	—0,015	—0,15	—0,021	—0,20	—0,026	—0,25
0,90	—0,004	—0,05	—0,008	—0,10	—0,012	—0,15	—0,016	—0,20	—0,020	—0,25
0,95	—0,002	—0,05	—0,005	—0,10	—0,007	—0,15	—0,009	—0,20	—0,011	—0,25
Множитель	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P



Нагрузка q, равномерно рас

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,05		0,10		0,15		0,20		0,25	
	$A = 0,049ql$; $B = 0,01ql$; $H = 0,0006q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,095ql$; $B = 0,005ql$; $H = 0,0025q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,139ql$; $B = 0,011ql$; $H = 0,0056q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,180ql$; $B = 0,020ql$; $H = 0,0100q\frac{l^2}{f}$		$A = 0,219ql$; $B = 0,031ql$; $H = 0,0156q\frac{l^2}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	0,0010	—0,001	0,0030	0,045	0,0046	0,089	0,0069	0,130	0,0070	0,169
0,10	0,0009	—0,001	0,0036	—0,005	0,0069	0,039	0,0094	0,080	0,0112	0,119
0,15	0,0007	—0,001	0,0030	—0,005	0,0065	—0,011	0,0105	0,030	0,0136	0,069
0,20	0,0006	—0,001	0,0026	—0,005	0,0052	—0,011	0,0094	—0,020	0,0138	0,019
0,25	0,0004	—0,001	0,0019	—0,005	0,0041	—0,011	0,0075	—0,020	0,0115	—0,031
0,30	0,0003	—0,001	0,0014	—0,005	0,0030	—0,011	0,0056	—0,030	0,0085	—0,031
0,35	0,0003	—0,001	0,0010	—0,005	0,0021	—0,011	0,0039	—0,020	0,0059	—0,031
0,40	0,0001	—0,001	0,0006	—0,005	0,0012	—0,011	0,0024	—0,020	0,0035	—0,031
0,45	0,0001	—0,001	0,0003	—0,005	0,0006	—0,011	0,0011	—0,020	0,0016	—0,031
0,50	0,0000	—0,001	0,0000	—0,005	0,0000	—0,011	0,0000	—0,020	0,0000	—0,031
0,55	—0,0001	—0,001	—0,0002	—0,005	—0,0005	—0,011	—0,0009	—0,020	—0,0015	—0,031
0,60	—0,0001	—0,001	—0,0004	—0,005	—0,0010	—0,011	—0,0016	—0,020	—0,0027	—0,031
0,65	—0,0001	—0,001	—0,0005	—0,005	—0,0012	—0,011	—0,0021	—0,020	—0,0034	—0,031
0,70	—0,0001	—0,001	—0,0006	—0,005	—0,0014	—0,011	—0,0024	—0,020	—0,0039	—0,031
0,75	—0,0002	—0,001	—0,0006	—0,005	—0,0018	—0,011	—0,0025	—0,020	—0,0040	—0,031
0,80	—0,0002	—0,001	—0,0006	—0,005	—0,0014	—0,011	—0,0024	—0,020	—0,0038	—0,031

ратной параболе или по кругу при $\frac{f}{l} \leqslant \frac{1}{4}$

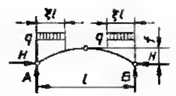
расстоянии ξl от левой опоры

0,30		0,35		0,40		0,45		0,50	
$A=0{,}70P$; $B=0{,}30P$; $H=0{,}150P\frac{l}{f}$		$A=0{,}65P$; $B=0{,}35P$; $H=0{,}175P\frac{l}{f}$		$A=0{,}60P$; $B=0{,}40P$; $H=0{,}200P\frac{l}{f}$		$A=0{,}55P$; $B=0{,}45P$; $H=0{,}225P\frac{l}{f}$		$A=0{,}50P$; $B=0{,}50P$; $H=0{,}250P\frac{l}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,006	0,70	0,000	0,65	−0,008	0,60	−0,015	0,55	−0,023	0,50
0,016	0,70	0,002	0,65	−0,012	0,60	−0,026	0,55	−0,040	0,50
0,028	0,70	0,009	0,65	−0,012	0,60	−0,032	0,55	−0,053	0,50
0,044	0,70	0,018	0,65	−0,008	0,60	−0,034	0,55	−0,060	0,50
0,062	0,70	0,032	0,65	0,000	0,60	−0,031	0,55	−0,063	0,50
0,084	0,70 −0,30	0,048	0,65	0,012	0,60	−0,024	0,55	−0,060	0,50
0,058	−0,30	0,069	0,65 −0,35	0,028	0,60	−0,012	0,55	−0,053	0,50
0,036	−0,30	0,042	−0,35	0,048	0,60 −0,40	−0,004	0,55	−0,040	0,50
0,016	−0,30	0,020	−0,35	0,022	−0,40	0,025	0,55 −0,45	−0,023	0,50
0,000	−0,30	0,000	−0,35	0,000	−0,40	0,000	−0,45	0,000	0,50 −0,50
−0,014	−0,30	−0,015	−0,35	−0,018	−0,40	−0,023	−0,45	−0,023	−0,50
−0,024	−0,30	−0,028	−0,35	−0,032	−0,40	−0,036	−0,45	−0,040	−0,50
−0,032	−0,30	−0,036	−0,35	−0,042	−0,40	−0,047	−0,45	−0,053	−0,50
−0,036	−0,30	−0,042	−0,35	−0,048	−0,40	−0,054	−0,45	−0,060	−0,50
−0,038	−0,30	−0,043	−0,35	−0,050	−0,40	−0,056	−0,45	−0,063	−0,50
−0,036	−0,30	−0,042	−0,35	−0,048	−0,40	−0,054	−0,45	−0,060	−0,60
−0,032	−0,30	−0,036	−0,35	−0,042	−0,40	−0,047	−0,45	−0,053	−0,50
−0,024	−0,30	−0,028	−0,35	−0,032	−0,40	−0,036	−0,45	−0,040	−0,50
−0,014	−0,30	−0,015	−0,35	−0,018	−0,40	−0,020	−0,45	−0,023	−0,50
Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P

пределенная на участке ξl

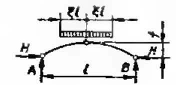
0,30		0,35		0,40		0,45		0,50		1,0	
$A=0{,}255ql$; $B=0{,}045ql$; $H=0{,}0230q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}289ql$; $B=0{,}061ql$; $H=0{,}0310q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}320ql$; $B=0{,}080ql$; $H=0{,}0400q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}349ql$; $B=0{,}101ql$; $H=0{,}0510q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}375ql$; $B=0{,}125ql$; $H=0{,}0625q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}500ql$; $B=0{,}500ql$; $H=0{,}1250q\frac{l^2}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,0071	0,205	0,0073	0,239	0,0072	0,270	0,0065	0,299	0,0056	0,325	0,000	0,450
0,0122	0,155	0,0127	0,189	0,0126	0,220	0,0115	0,249	0,0100	0,275	0,000	0,400
0,0153	0,105	0,0163	0,139	0,0164	0,170	0,0151	0,199	0,0131	0,225	0,000	0,350
0,0163	0,055	0,0180	0,089	0,0184	0,120	0,0172	0,149	0,0150	0,175	0,000	0,300
0,0152	0,005	0,0177	0,039	0,0188	0,070	0,0177	0,099	0,0156	0,125	0,000	0,250
0,0122	−0,045	0,0157	−0,011	0,0174	0,020	0,0169	0,049	0,0150	0,075	0,000	0,200
0,0084	−0,045	0,0115	−0,061	0,0144	−0,030	0,0145	−0,001	0,0131	0,025	0,000	0,150
0,0049	−0,045	0,0074	−0,061	0,0096	−0,080	0,0106	−0,051	0,0100	−0,025	0,000	0,100
0,0025	−0,045	0,0033	−0,061	0,0044	−0,080	0,0051	−0,101	0,0056	−0,075	0,000	0,050
0,0000	−0,045	0,0000	−0,061	0,0000	−0,080	0,0000	−0,101	0,0000	−0,125	0,000	0,000
−0,0022	−0,045	−0,0028	−0,061	−0,0036	−0,080	−0,0050	−0,101	−0,0056	−0,125	0,000	−0,050
−0,0041	−0,045	−0,0054	−0,061	−0,0064	−0,080	−0,0086	−0,101	−0,0100	−0,125	0,000	−0,100
−0,0061	−0,045	−0,0068	−0,061	−0,0084	−0,080	−0,0110	−0,101	−0,0131	−0,125	0,000	−0,150
−0,0058	−0,045	−0,0077	−0,061	−0,0096	−0,080	−0,0125	−0,101	−0,0150	−0,125	0,000	−0,200
−0,0060	−0,045	−0,0080	−0,061	−0,0100	−0,080	−0,0130	−0,101	−0,0156	−0,125	0,000	−0,250
−0,0057	−0,045	−0,0076	−0,061	−0,0096	−0,080	−0,0124	−0,101	−0,0150	−0,125	0,000	−0,300

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,05		0,10		0,15		0,20		0,25	
	$A = 0{,}049ql$; $B = 0{,}01ql$; $H = 0{,}0006q\frac{l^2}{f}$		$A = 0{,}095ql$; $B = 0{,}005ql$; $H = 0{,}0025q\frac{l^2}{f}$		$A = 0{,}139ql$; $B = 0{,}011ql$; $H = 0{,}0056ql\frac{l^2}{f}$		$A = 0{,}180ql$; $B = 0{,}020ql$; $H = 0{,}0100q\frac{l^2}{f}$		$A = 0{,}219ql$; $B = 0{,}031ql$; $H = 0{,}0156q\frac{l^2}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,85	—0,0001	—0,001	—0,0005	—0,005	—0,0012	—0,011	—0,0021	—0,020	—0,0033	—0,031
0,90	—0,0001	—0,001	—0,0004	—0,005	—0,0009	—0,011	—0,0016	—0,020	—0,0026	—0,031
0,95	—0,0001	—0,001	—0,0002	—0,005	—0,0005	—0,011	—0,0009	—0,020	—0,0014	—0,031
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql



Симметричное нагружение равномерно рас

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,05		0,10		0,15		0,20	
	$A = B = 0{,}05ql$; $H = 0{,}0012q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}10ql$; $H = 0{,}0050q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}15ql$; $H = 0{,}0112q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}20ql$; $H = 0{,}0200q\frac{l^2}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	0,0009	0,00	0,0028	0,05	0,0041	0,10	0,0060	0,15
0,10	0,0008	0,00	0,0032	0,00	0,0060	0,05	0,0078	0,10
0,15	0,0006	0,00	0,0025	0,00	0,0053	0,00	0,0084	0,05
0,20	0,0004	0,00	0,0020	0,00	0,0038	0,00	0,0070	0,00
0,25	0,0002	0,00	0,0013	0,00	0,0023	0,00	0,0050	0,00
0,30	0,0002	0,00	0,0008	0,00	0,0016	0,00	0,0032	0,00
0,35	0,0002	0,00	0,0005	0,00	0,0009	0,00	0,0018	0,00
0,40	0,0000	0,00	0,0002	0,00	0,0002	0,00	0,0008	0,00
0,45	0,0000	0,00	0,0001	0,00	0,0001	0,00	0,0002	0,00
0,50	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql



Симметричное нагружение равномерно рас

$\frac{x}{l}$	ξ = 0,45		0,40		0,35		0,30	
	$A = B = 0{,}45ql$; $H = 0{,}1238q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}40ql$; $H = 0{,}1200q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}35ql$; $H = 0{,}1138q\frac{l^2}{f}$		$A = B = 0{,}30ql$; $H = 0{,}1050q\frac{l^2}{f}$	
	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,05	—0,0009	0,45	—0,0028	0,40	—0,0041	0,35	—0,0060	0,30
0,10	—0,0008	0,40	—0,0032	0,40	—0,0061	0,35	—0,0078	0,30
0,15	—0,0006	0,35	—0,0025	0,35	—0,0053	0,35	—0,0084	0,30
0,20	—0,0004	0,30	—0,0020	0,30	—0,0038	0,30	—0,0070	0,30
0,25	—0,0002	0,25	—0,0013	0,25	—0,0023	0,25	—0,0050	0,25
0,30	—0,0002	0,20	—0,0008	0,20	—0,0016	0,20	—0,0032	0,20
0,35	—0,0002	0,15	—0,0005	0,15	—0,0009	0,15	—0,0018	0,15
0,40	0,0000	0,10	—0,0002	0,10	—0,0002	0,10	—0,0008	0,10
0,45	0,0000	0,05	—0,0001	0,05	—0,0001	0,05	—0,0002	0,05
0,50	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Продолжение табл. 19.3

0,30		0,35		0,40		0,45		0,50		1,0	
$A=0{,}255ql$; $B=0{,}045ql$; $H=0{,}0230q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}289ql$; $B=0{,}061ql$; $H=0{,}0310q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}320ql$; $B=0{,}080ql$; $H=0{,}0400q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}349ql$; $B=0{,}101ql$; $H=0{,}0510q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}375ql$; $B=0{,}125ql$; $H=0{,}0625q\frac{l^2}{f}$		$A=0{,}500ql$; $B=0{,}500ql$; $H=0{,}1250q\frac{l^2}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
—0,0049	—0,045	—0,0066	—0,061	—0,0084	—0,080	—0,0108	—0,101	—0,0131	—0,125	0,000	—0,350
—0,0038	—0,045	—0,0051	—0,061	—0,0084	—0,080	—0,0083	—0,101	—0,0100	—0,125	0,000	—0,400
—0,0021	—0,045	—0,0028	—0,061	—0,0036	—0,080	—0,0046	—0,101	—0,0056	—0,125	0,000	—0,450
ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

пределенной нагрузкой q на двух участках ξl

0,25		0,30		0,35		0,40		0,45	
$A=B=0{,}25ql$; $H=0{,}0312q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}30ql$; $H=0{,}0460q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}35ql$; $H=0{,}0620q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}40ql$; $H=0{,}0800q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}45ql$; $H=0{,}1020q\frac{l^2}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
0,0056	0,20	0,0050	0,25	0,0045	0,30	0,0036	0,35	0,0019	0,40
0,0086	0,15	0,0084	0,20	0,0076	0,25	0,0062	0,30	0,0032	0,35
0,0103	0,10	0,0104	0,15	0,0097	0,20	0,0080	0,25	0,0043	0,30
0,0068	0,05	0,0106	0,10	0,0104	0,15	0,0088	0,20	0,0048	0,25
0,0075	0,00	0,0092	0,05	0,0097	0,10	0,0088	0,15	0,0047	0,20
0,0046	0,00	0,0064	0,00	0,0087	0,05	0,0078	0,10	0,0044	0,15
0,0025	0,00	0,0033	0,00	0,0047	0,00	0,0060	0,05	0,0035	0,10
0,0008	0,00	0,0008	0,00	0,0020	0,00	0,0032	0,00	0,0020	0,05
0,0001	0,00	0,0003	0,00	0,0005	0,00	0,0008	0,00	0,0001	0,00
0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

пределенной нагрузкой q на участке 2ξl

0,25		0,20		0,15		0,10		0,05	
$A=B=0{,}25ql$; $H=0{,}0938q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}20ql$; $H=0{,}0790q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}15ql$; $H=0{,}0630q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}10ql$; $H=0{,}0450q\frac{l^2}{f}$		$A=B=0{,}05ql$; $H=0{,}0230q\frac{l^2}{f}$	
M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0	M	Q_0
—0,0056	0,25	—0,0050	0,20	—0,0045	0,15	—0,0036	0,10	—0,0019	0,06
—0,0086	0,25	—0,0084	0,20	—0,0076	0,15	—0,0062	0,10	—0,0032	0,05
—0,0103	0,25	—0,0104	0,20	—0,0097	0,15	—0,0080	0,10	—0,0043	0,05
—0,0068	0,25	—0,0106	0,20	—0,0104	0,15	—0,0088	0,10	—0,0046	0,05
—0,0075	0,25	—0,0092	0,20	—0,0097	0,15	—0,0088	0,10	—0,0047	0,05
—0,0046	0,20	—0,0064	0,20	—0,0087	0,15	—0,0078	0,10	—0,0044	0,06
—0,0025	0,15	—0,0033	0,15	—0,0047	0,15	—0,0060	0,10	—0,0035	0,05
—0,0008	0,10	—0,0008	0,10	—0,0020	0,10	—0,0032	0,10	—0,0020	0,05
—0,0001	0,05	—0,0003	0,05	—0,0005	0,06	—0,0008	0,05	—0,0001	0,05
—0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00
ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

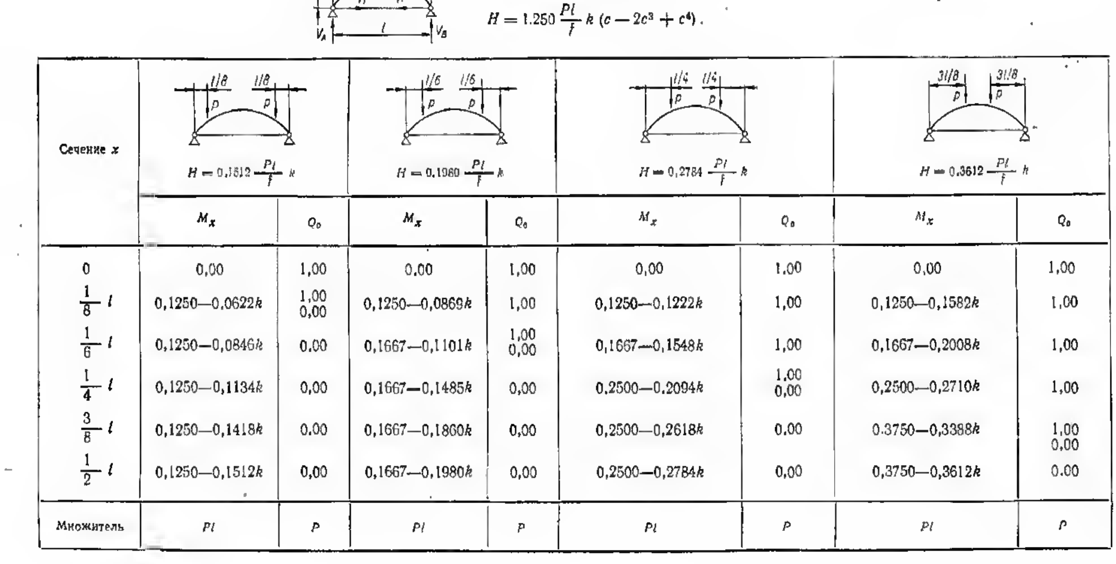
Таблица 19.4. **Односторонняя сосредоточенная сила**

$V_A = P(1 - c)$; $V_B = Pc$; $c = \frac{a}{l}$;

$H = 0{,}625 \frac{Pl}{f} k (c - 2c^3 + c^4)$,

Сечение x	$a = l/8$; $H = 0{,}0756 \frac{Pl}{f} k$		$a = l/6$; $H = 0{,}0990 \frac{Pl}{f} k$		$a = l/4$; $H = 0{,}1392 \frac{Pl}{f} k$		$a = 3l/8$; $H = 0{,}1800 \frac{Pl}{f} k$		$a = l/2$; $H = 0{,}1955 \frac{Pl}{f} k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,875	0,00	0,833	0,00	0,750	0,00	0,625	0,00	0,500
$\frac{1}{8} l$	0,1094—0,0331k	+0,875 −0,125	0,1047—0,0435k	0,833	0,0937—0,0611k	0,750	0,0781—0,0791k	0,625	0,0625—0,0856k	0,500
$\frac{1}{6} l$	0,1041—0,0423k	−0,125	0,1389—0,0550k	+0,833 −0,167	0,1252—0,0774k	0,750	0,1044—0,1004k	0,625	0,0835—0,1087k	0,500
$\frac{1}{4} l$	0,0937—0,0567k	−0,125	0,1250—0,0743k	−0,167	0,1875—0,1047k	+0,750 −0,250	0,1563—0,1356k	0,625	0,1250—0,1466k	0,500
$\frac{3}{8} l$	0,0781—0,0709k	−0,125	0,1047—0,0929k	−0,167	0,1563—0,1309k	−0,250	0,2344—0,1694k	+0,625 −0,375	0,1857—0,1834k	0,500
$\frac{1}{2} l$	0,0625—0,0756k	−0,125	0,0833—0,0990k	−0,167	0,1250—0,1392k	−0,250	0,1875—0,1806k	−0,375	0,2500—0,1955k	+0,500 −0,500
$\frac{5}{8} l$	0,0469—0,0709k	−0,125	0,0625—0,0929k	−0,167	0,0693—0,1309k	−0,250	0,1406—0,1694k	−0,375	0,1857—0,1834k	−0,500
$\frac{3}{4} l$	0,0313—0,0567k	−0,125	0,0417—0,0743k	−0,167	0,0635—0,1047k	−0,250	0,0937—0,1355k	−0,375	0,1250—0,1466k	−0,500
$\frac{5}{6} l$	0,0209—0,0423k	−0,125	0,0278—0,0550k	−0,167	0,0418—0,0774k	−0,250	0,0626—0,1004k	−0,375	0,0835—0,1087k	−0,500
$\frac{7}{8} l$	0,0156—0,0331k	−0,125	0,0208—0,0435k	−0,167	0,0313—0,0611k	−0,250	0,0469—0,0791k	−0,375	0,0625—0,0856k	−0,500
1 l	0,00	−0,125	0,00	−0,167	0,00	−0,250	0,00	−0,375	0,00	−0,500
Множитель	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P

Таблица 19.5. **Симметричные сосредоточенные силы**



$$V_A = P;\ V_B = P;\ c = \frac{a}{l};$$

$$H = 1{,}250\,\frac{Pl}{f}\,k\,(c - 2c^3 + c^4).$$

Сечение x	$H = 0{,}1512\,\frac{Pl}{f}\,k$		$H = 0{,}1980\,\frac{Pl}{f}\,k$		$H = 0{,}2784\,\frac{Pl}{f}\,k$		$H = 0{,}3612\,\frac{Pl}{f}\,k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
$\frac{1}{8}l$	0,1250—0,0622k	1,00 0,00	0,1250—0,0869k	1,00	0,1250—0,1222k	1,00	0,1250—0,1582k	1,00
$\frac{1}{6}l$	0,1250—0,0846k	0,00	0,1667—0,1101k	1,00 0,00	0,1667—0,1548k	1,00	0,1667—0,2008k	1,00
$\frac{1}{4}l$	0,1250—0,1134k	0,00	0,1667—0,1485k	0,00	0,2500—0,2094k	1,00 0,00	0,2500—0,2710k	1,00
$\frac{3}{8}l$	0,1250—0,1418k	0,00	0,1667—0,1860k	0,00	0,2500—0,2618k	0,00	0,3750—0,3388k	1,00 0,00
$\frac{1}{2}l$	0,1250—0,1512k	0,00	0,1667—0,1980k	0,00	0,2500—0,2784k	0,00	0,3750—0,3612k	0,00
Множитель	Pl	P	Pl	P	Pl	P	Pl	P

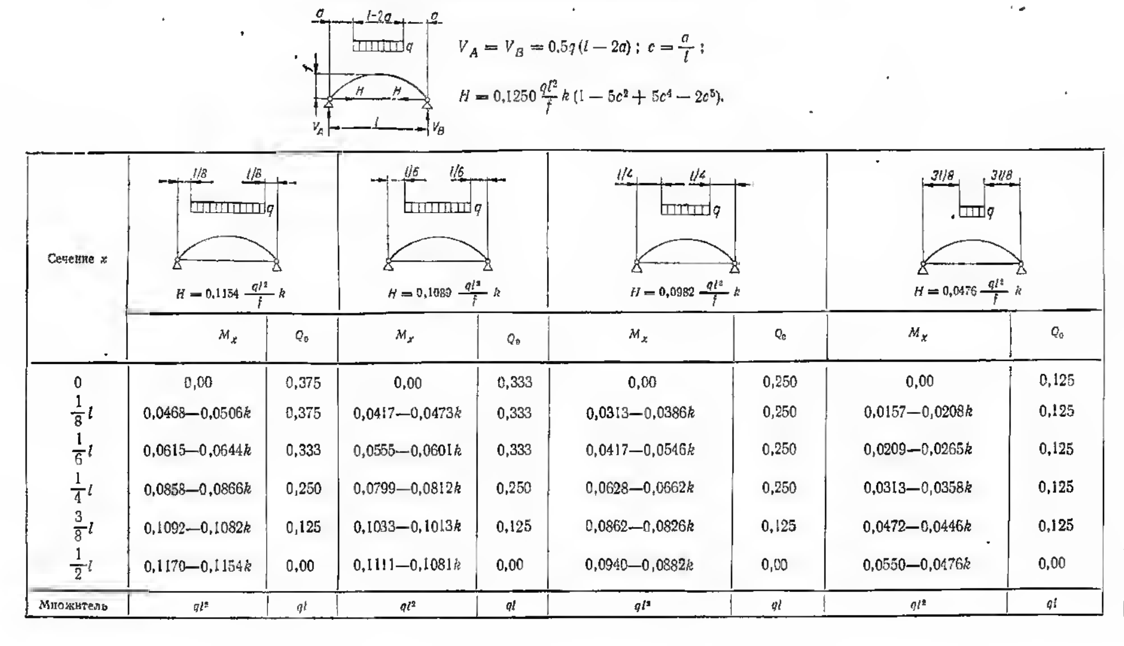
Таблица 19.6 **Равномерно распределенная односторонняя нагрузка**

$$V_A = qa\left(1 - \frac{c}{2}\right); \quad V_B = \frac{qa^2}{2l}; \quad c = \frac{a}{l};$$

$$H = 0{,}0625\frac{ql^2}{f}k\,(5c^3 - 5c^4 + 2c^5).$$

Сечение x	$l/8$: $H = 0{,}0048\frac{ql^2}{f}k$		$l/6$: $H = 0{,}0065\frac{ql^2}{f}k$		$l/4$: $H = 0{,}0184\frac{ql^2}{f}k$		$3l/8$: $H = 0{,}0387\frac{ql^2}{f}k$		$l/2$: $H = 0{,}0625\frac{ql^2}{f}k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,117	0,00	0,1526	0,00	0,219	0,00	0,305	0,00	0,375
$\frac{1}{8}l$	0,0070—0,0021k	−0,008	0,0113—0,0037k	0,0278	0,0195—0,0081k	0,094	0,0303—0,0170k	0,180	0,0392—0,0274k	0,250
$\frac{1}{6}l$	0,0067—0,0027k	−0,008	0,0116—0,0047k	−0,0139	0,0227—0,0102k	0,052	0,0370—0,0215k	0,138	0,0487—0,0348k	0,202
$\frac{1}{4}l$	0,0060—0,0036k	−0,008	0,0104—0,0063k	−0,0139	0,0233—0,0138k	−0,031	0,0430—0,0290k	0,055	0,0625—0,0469k	0,125
$\frac{3}{8}l$	0,0050—0,0045k	−0,008	0,0087—0,0079k	−0,0139	0,0194—0,0173k	−0,031	0,0437—0,0363k	−0,070	0,0703—0,0686k	0,000
$\frac{1}{2}l$	0,0040—0,0048k	−0,008	0,0060—0,0065k	−0,0139	0,0155—0,0184k	−0,031	0,0350—0,0387k	−0,070	0,0625—0,0625k	−0,125
$\frac{5}{8}l$	0,0030—0,0045k	−0,008	0,0052—0,0079k	−0,0139	0,0116—0,0173k	−0,031	0,0263—0,0363k	−0,070	0,0469—0,0586k	−0,125
$\frac{3}{4}l$	0,0020—0,0036k	−0,008	0,0035—0,0063k	−0,0139	0,0078—0,0138k	−0,031	0,0175—0,0290k	−0,070	0,0313—0,0469k	−0,125
$\frac{5}{6}l$	0,0013—0,0027k	−0,008	0,0023—0,0047k	−0,0139	0,0052—0,0102k	−0,031	0,0117—0,0215k	−0,070	0,0200—0,0 46k	−0,125
$\frac{7}{8}l$	0,0010—0,0021k	−0,008	0,0017—0,0037k	−0,0139	0,0039—0,0081k	−0,034	0,0088—0,0170k	−0,070	0,0156—0,0274k	−0,123
$1l$	0,00	−0,008	0,00	−0,0139	0,00	−0,031	0,00	−0,070	0,00	−0,125
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Таблица 19.7. **Симметричная равномерно распределенная нагрузка**

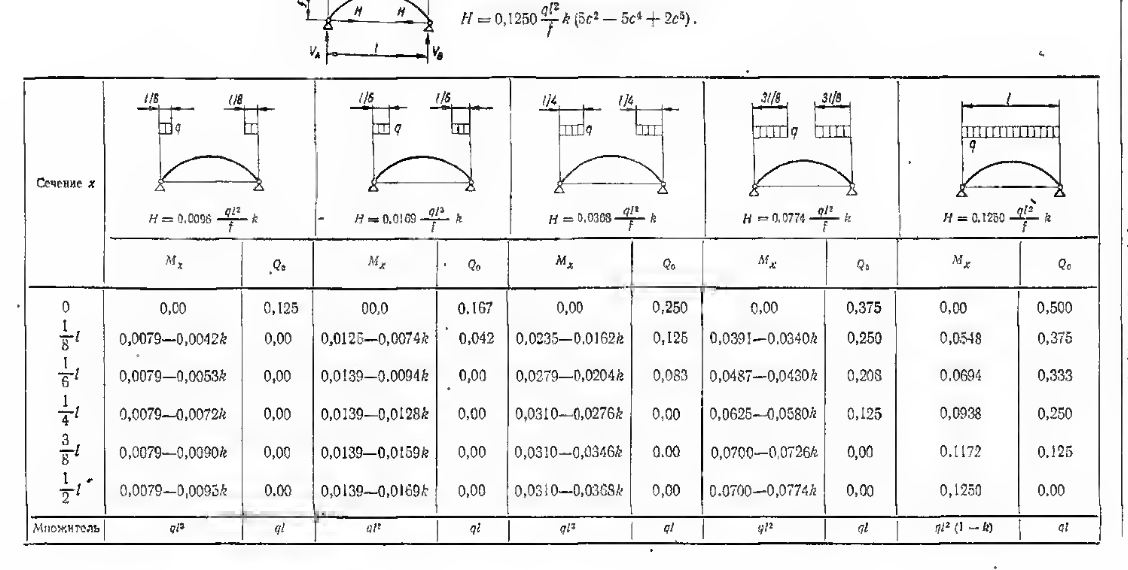


$V_A = V_B = 0{,}5q(l - 2a)$; $c = \frac{a}{l}$;

$H = 0{,}1250 \frac{ql^2}{f} k (1 - 5c^2 + 5c^4 - 2c^5)$.

Сечение x	$H = 0{,}1154 \frac{ql^2}{f} k$		$H = 0{,}1089 \frac{ql^2}{f} k$		$H = 0{,}0982 \frac{ql^2}{f} k$		$H = 0{,}0476 \frac{ql^2}{f} k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,375	0,00	0,333	0,00	0,250	0,00	0,125
$\frac{1}{8}l$	0,0468—0,0506k	0,375	0,0417—0,0473k	0,333	0,0313—0,0386k	0,250	0,0157—0,0208k	0,125
$\frac{1}{6}l$	0,0615—0,0644k	0,333	0,0555—0,0601k	0,333	0,0417—0,0546k	0,250	0,0209—0,0265k	0,125
$\frac{1}{4}l$	0,0858—0,0866k	0,250	0,0799—0,0812k	0,250	0,0628—0,0662k	0,250	0,0313—0,0358k	0,125
$\frac{3}{8}l$	0,1092—0,1082k	0,125	0,1033—0,1013k	0,125	0,0862—0,0826k	0,125	0,0472—0,0446k	0,125
$\frac{1}{2}l$	0,1170—0,1154k	0,00	0,1111—0,1081k	0,00	0,0940—0,0882k	0,00	0,0550—0,0476k	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql

Таблица 19.8. **Симметричная равномерно распределенная нагрузка.**

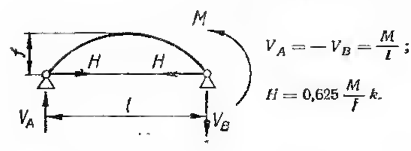


$$V_A = qa;\ V_B = qa;\ c = \frac{a}{l};$$

$$H = 0{,}1250\,\frac{ql^2}{f}\,k\,(5c^2 - 5c^4 + 2c^5).$$

Сечение x	$H = 0{,}0096\,\frac{ql^2}{f}\,k$		$H = 0{,}0169\,\frac{ql^2}{f}\,k$		$H = 0{,}0368\,\frac{ql^2}{f}\,k$		$H = 0{,}0774\,\frac{ql^2}{f}\,k$		$H = 0{,}1250\,\frac{ql^2}{f}\,k$	
	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0	M_x	Q_0
0	0,00	0,125	00,0	0,167	0,00	0,250	0,00	0,375	0,00	0,500
$\frac{1}{8}l$	0,0079—0,0042k	0,00	0,0126—0,0074k	0,042	0,0235—0,0162k	0,125	0,0391—0,0340k	0,250	0,0548	0,375
$\frac{1}{6}l$	0,0079—0,0053k	0,00	0,0139—0,0094k	0,00	0,0279—0,0204k	0,083	0,0487—0,0430k	0,208	0,0694	0,333
$\frac{1}{4}l$	0,0079—0,0072k	0,00	0,0139—0,0128k	0,00	0,0310—0,0276k	0,00	0,0625—0,0580k	0,125	0,0938	0,250
$\frac{3}{8}l$	0,0079—0,0090k	0,00	0,0139—0,0159k	0,00	0,0310—0,0346k	0,00	0,0700—0,0726k	0,00	0,1172	0,125
$\frac{1}{2}l$	0,0079—0,0095k	0,00	0,0139—0,0169k	0,00	0,0310—0,0368k	0,00	0,0700—0,0774k	0,00	0,1250	0,00
Множитель	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	ql^2	ql	$ql^2(1-k)$	ql

Таблица 19.9. **Момент на правой опоре**



$$V_A = -V_B = \frac{M}{l};$$

$$H = 0{,}625\,\frac{M}{f}\,k.$$

Сечение x	M_x	Q_0	Сечение x	M_x	Q_0
0	0,00	1,00	$\frac{5}{8}l$	0,625—0,5862k	1,00
$\frac{1}{8}l$	0,125—0,2738k	1,00	$\frac{3}{4}l$	0,750—0,4688k	1,00
$\frac{1}{6}l$	0,167—0,3475k	1,00	$\frac{5}{6}l$	0,833—0,3475k	1,00
$\frac{1}{4}l$	0,250—0,4688k	1,00	$\frac{7}{8}l$	0,875—0,2738k	1,00
$\frac{3}{8}l$	0,375—0,5862k	1,00	$1\,l$	1,00	1,00
$\frac{1}{2}l$	0,500—0,6250k	1,00			
Множитель	M	$\frac{M}{l}$	Множитель	M	$\frac{M}{l}$

Таблицы могут быть использованы и для расчета однопролетных двухшарнирных арок без затяжек. В этом случае коэффициент k определяется по формуле

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2}\cdot\frac{I}{F}}.$$

Если пренебречь деформациями от обжатия оси арки, то для арки с затяжкой

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2}\cdot\frac{EI}{E_зF_з}},$$

а для арки без затяжки $k = 1$.

Табл. 19.10 составлена для расчета трехпролетных арок с равными пролетами при отношении $f/l = 1/7$, но может быть использована также при отношении $f/l = 1/6$ и любом другом числе пролетов.

При составлении таблицы сечения арок приняты постоянными по длине пролета и одинаковыми во всех пролетах, а сечения затяжек — одинаковыми во всех пролетах.

Таблица содержит величины изгибающих моментов и продольных сил в 12 сечениях арки и величины усилий в затяжке крайнего пролета для шести основных схем нагрузок.

Значения изгибающих моментов, продольных сил и усилий в затяжках определены с учетом удлинений затяжек, но без учета влияния продольных сил на деформацию арки. Таблица составлена для арок с пролетами 18, 24 и 30 *м*.

Все усилия в арках и затяжках вычислены для четырех значений величины u, зависящей от отношения $F_з/I$. При этом соотношение модулей упругости материалов затяжки и арки принято равным 10.

Таблица 19.10. **Неразрезные арки с затяжками**

$l = 18$ м

$u = \frac{F_з}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$

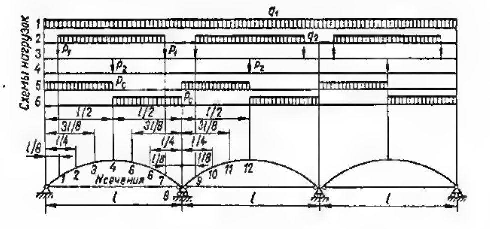


Схема	Усилие	Сечение / u	1	2	3	4	6	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	5,33	6,85	7,70	6,83	4,22	−0,12	−3,96	−13,94	−2,21	1,90	5,86	7,17	10,40	0,87	q_1
		0,20	4,38	5,63	6,31	5,56	3,39	−0,20	−3,39	−11,66	−1,78	1,68	5,01	6,12	11,32	0,95	
		0,25	3,75	4,82	5,39	4,74	2,87	−0,22	−2,96	−10,07	−1,50	1,51	4,40	5,36	11,94	1,00	
		0,30	3,28	4,21	4,71	4,13	2,49	−0,23	−2,63	−8,88	−1,30	1,36	3,92	4,77	12,42	1,04	
	N	—	13,25	12,62	12,10	11,90	12,10	12,62	13,25	14,84	11,25	10,61	9,97	9,75	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	3,05	5,46	7,23	6,86	4,51	−0,04	4,21	−10,90	−2,84	1,58	5,80	7,14	9,20	0,87	q_2
		0,20	2,21	4,37	6,01	5,76	3,80	−0,05	−3,68	−8,85	−2,46	1,38	5,03	6,19	10,03	0,95	
		0,25	1,71	3,62	5,29	5,13	3,43	−0,06	−3,24	−7,42	−2,21	1,21	4,41	5,43	10,55	1,00	
		0,30	1,23	3,11	4,59	4,49	3,00	−0,06	−2,99	−6,34	−2,04	1,07	4,02	4,95	11,01	1,04	
	N	—	12,01	11,38	10,77	10,66	11,77	11,38	12,01	12,18	10,57	9,92	9,27	9,03	—	—	$V \cdot q_2$

3	M	0,15 0,20 0,25 0,30	1,53 1,47 1,43 1,38	0,98 0,90 0,84 0,79	0,37 0,28 0,22 0,15	0,03 —0,05 —0,10 —0,16	—0,04 —0,09 —0,12 —0,16	0,16 0,16 0,16 0,15	0,43 0,49 0,53 0,54	—1,64 —1,47 —1,35 —1,26	0,66 0,70 0,72 0,73	0,41 0,40 0,40 0,39	0,18 0,12 0,09 0,05	0,10 0,03 —0,02 —0,07	0,84 0,90 0,94 0,98	0,89 0,96 1,00 1,04	P_1
	N	—	1,24	0,91	0,93	0,94	0,93	0,91	1,24	1,32	0,97	0,62	0,64	0,65	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15 0,20 0,25 0,30	—0,03 —0,11 —0,18 —0,22	0,16 0,05 —0,03 —0,99	0,71 0,58 0,49 0,43	0,56 1,45 1,36 1,31	0,48 0,41 1,36 0,32	—0,29 —0,28 —0,30 —0,30	—0,63 —0,57 —0,53 —0,50	—0,91 —0,68 —0,53 —0,41	—0,52 —0,48 —0,45 —0,43	—0,16 —0,19 —0,20 —0,21	0,59 0,50 0,45 0,40	1,59 1,48 1,41 1,35	0,97 1,05 1,11 1,16	0,87 0,95 1,00 1,05	P_2
	N	—	1,22	1,21	1,17	1,11	1,17	1,21	1,22	1,22	1,11	1,09	1,05	0,99	—	—	$V \cdot P_2$
5	M	0,15 0,20 0,25 0,30	7,16 6,69 6,38 6,14	8,49 7,88 7,47 7,17	7,65 6,95 6,49 6,15	3,42 2,78 2,37 2,07	—1,69 —2,10 —2,36 —2,55	—5,12 —5,16 —5,17 —5,18	—6,48 —6,19 —5,98 —5,81	—6,97 —5,83 —5,04 —4,44	3,40 3,61 3,75 3.85	6,01 5,90 5,82 5.74	6,73 6,30 6,00 5,76	3,59 3,06 2,68 2,38	5,20 5,66 5,97 6,21	0,87 0,95 1,00 1,04	p_c
	N	—	6,94	6,31	5,89	5,95	6,21	6,31	6,31	6,30	5,89	5,31	4,82	4,88	—	—	$V \cdot p_c$
6	M	0,15 0,20 0,25 0,30	—1,83 —2,31 —2,65 —2,86	—1,64 —2,25 —2,65 —2,96	0,05 —0,64 —1,10 —1,44	3,41 2,78 2,37 2,06	5,91 5,49 5,23 5,04	5,00 4,96 4,95 4,95	2,52 2,80 3,02 3,18	—6,97 —5,83 —5,03 —4,44	—5,61 —5,39 —5,25 —5,15	—4,11 —4,22 —4,31 —4,38	—0,87 —1,29 —1,50 —1,84	3,58 3,06 2,68 2,39	5,20 5,66 5,97 6,21	0,87 0,95 1,00 1,04	p_c
	N	—	6,31	6,31	6,21	5,95	5,89	6,31	6,94	8,54	5,36	5,30	5,15	4,87	—	—	$V \cdot p_c$

Продолжение табл. 19.10

$l = 24$ м

$$u = \frac{F_3}{J} \cdot \frac{1}{м^2}$$

Схема	Усилие	Сечение / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
1	M	0,15	6,38	8,18	9,16	8,04	4,86	—0,40	—5,07	—17,18	—2,54	2,58	7,52	9,16	16,16	0,91	q_1
		0,20	5,12	6,56	7,34	6,44	3,86	—0,38	—4,16	—13,92	—2,00	2,18	6,20	7,54	17,10	0,96	
		0,25	4,28	5,48	6,12	5,36	3,20	—0,36	—3,52	—11,70	—1,65	1,88	5,26	6,38	17,74	1.00	
		0,30	3,70	4,76	5,30	4,66	2,78	—0,28	—3,02	—10,08	—1,37	1,68	4,62	5,60	18,18	1,03	
	N	—	19,41	18,66	17,97	17,70	17,97	18,66	19,41	21,36	17,53	16,76	15,99	15,70	—	—	$V \cdot q_1$
2	M	0,15	2,67	6,14	8,84	8,59	5,71	—0,12	—5,68	—12,52	—3,83	2,06	7,65	9,41	14,32	0,91	q_2
		0,20	1,54	4,69	7,21	7,14	4,81	—0,10	—4,80	—9,59	—3,36	1,67	6,43	7,91	15,17	0,96	
		0,25	0,80	3,73	6,14	6.20	4,24	—0,06	—4,26	—7,59	—3,05	1,39	5,58	6,87	15,73	1,00	
		0,30	0,25	3,04	5,36	5,51	3,82	—0,03	—3,84	—6,14	—2,84	1,17	4,94	6,09	16,15	1,03	
	N	—	17,55	16,78	16,01	15,73	16,01	16,78	17,55	17,67	16,35	15,54	14,71	14,43	—	—	$V \cdot q_2$
3	M	0,15	1,88	1,09	0,25	—0,17	—0,19	0,21	0,70	—1,76	0,97	0,52	0,09	—0,05	0,96	0,91	P_1
		0,20	1,80	1,00	0,15	—0,27	—0,25	0.20	0,75	—1,58	1,00	0,50	0,02	—0,14	1,01	0,96	
		0,25	1,76	0,93	0,07	—0,33	—0,29	0,20	0,78	—1,46	1,02	0,49	—0,03	—0,20	1,05	1,00	
		0,30	1,72	0,90	0,04	—0,30	—0,32	0,20	0,80	—1,38	1,03	0,47	0,07	—0,24	1,07	1,02	
	N	—	1,34	1,01	1,04	1,05	1.04	1,01	1,34	1,41	1,11	0,77	0,79	—0,80	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15	—0,26	—0,07	0,62	1,80	0,46	—0,40	—0,70	—0,65	—0,59	—0,24	0,57	1,85	1,13	0,91	P_2
		0,20	—0,35	—0,19	0,49	1,68	0,39	—0,39	—0,63	—0,42	—0,56	—0,31	0,47	1,73	1,20	0,97	
		0,25	—0,40	—0,25	0,42	1,63	0,36	—0,37	—0,57	—0,27	—0,54	—0,33	0,41	1,66	1,24	1,00	
		0,30	—0,46	—0,33	0,33	1,54	0,29	—0,30	—0,56	—0,14	—0,53	—0,36	0,33	1,56	1,28	1,03	

	N	—	1,34	1,33	1,30	1,24	1,30	1,33	1,34	1,32	1,29	1,28	1,25	1,19	—	—	V · P_c
5	M	0,15 0,20 0,25 0,30	11,19 10,56 10,14 9,85	13,09 12,28 11,74 11,38	11,33 10,42 9,81 9,40	4,02 3,22 2,68 2,33	—4,32 —4,82 —5,15 —5,36	—9,20 —9,19 —9,18 —9,14	—10,54 —10,08 —9,76 —9,51	—8,69 —6,96 —5,85 —5,04	6,73 7,00 7,18 7,32	10,29 10,09 9,94 9,84	10,51 9,85 9,38 9,06	4,58 3,77 3,19 2,80	8,08 8,55 8,87 9,09	0,91 0,96 1,00 1,03	p_c
	N	—	10,06	9,33	8,77	8,85	9,20	9,33	9,35	9,19	9,12	8,38	7,78	7,85	—	—	V · p_c
6	M	0,15 0,20 0,25 0,30	—4,81 —5,44 —5,86 —6,15	—4,91 —6,72 —6,26 —6,62	—2,17 —3,08 —3,69 —4,10	4,02 3,22 2,68 2,33	9,18 8,68 8,35 8,14	8,80 8,81 8,82 8,86	5,47 5,92 6,24 6,49	—8,59 —6,96 —5,85 —5,04	—9,27 —9,00 —8,83 —8,69	—7,71 —7,91 —8,06 —8,16	—2,99 —3,65 —4,12 —4,44	4,68 3,77 3,19 2,80	8,08 8,55 8,87 9,09	0,91 0,96 1,00 1,03	p_c
	N	—	9,35	9,33	9,20	8,85	8,77	9,33	10,06	12,17	8,41	8,38	8,21	7,85	—	—	V · p_c

$l = 30$ м

$$u = \frac{F_з}{J} , \frac{1}{м^2} ,$$

1	M	0,15 0,20 0,25 0,30	7,04 5,54 4,57 3,90	9,03 7,10 5,86 5,00	10,08 7,92 6,53 5,56	8,82 6,92 5,70 4,84	5,27 4,11 3,38 2,87	—0,59 —0,52 —0,45 —0,40	—5,78 —4,62 —3,84 —3,30	—19,24 —15,24 —12,62 —10,78	—2,54 —2,12 —1,74 —1,48	3,32 2,48 2,08 1,80	8,95 6,90 5,76 4,94	10,82 8,36 6,98 5,98	21,94 22,86 23,44 23,86	0,935 0,975 1,000 1,017	q_1
	N	—	25,46	24,56	23,83	23,40	23,83	24,56	25,46	27,84	23,85	22,92	22,03	21,70	—	—	V · q_1
2	M	0,15 0,20 0,25 0,30	1,574 0,240 —0,631 —1,222	6,257 4,546 3,429 2,672	10,070 8,156 6,907 6,065	10,111 8,430 7,334 6,602	6,891 5,878 5,220 4,791	—0,102 —0,010 0,054 0,125	—6,904 —5,834 —5,131 —4,618	—12,717 —9,111 —6,750 —5,095	—4,884 —4,337 —4,000 —3,753	2,307 1,783 1,432 1,167	9,108 7,551 6,496 5,775	11,204 9,303 8,021 7,141	19,467 20,280 20,811 21,175	0,935 0,975 1,000 1,022	q_2
	N	—	23,00	22,07	21,13	20,80	21,13	22,07	23,00	23,06	22,11	21,17	20,18	19,86	—	—	V · q_2

Продолжение табл. 19.10

Схема	Усилие	Сечение / u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	H	V	Множитель
3	M	0,15	2,212	1,190	0,119	−0,392	−0,347	0,256	0,967	−1,867	1,268	0,615	−0,014	−0,224	1,040	0,938	P_1
		0,20	2,143	1,101	0,000	−0,481	−0,423	0,256	1,016	−1,690	1,298	0,594	−0,086	−0,312	1,082	0,976	
		0,25	2,098	1,044	−0,045	−0,538	−0,438	0,257	1,049	−1,574	1,317	0,579	−0,133	−0,370	1,109	1,000	
		0,30	2,079	1,020	−0,069	−0,556	−0,442	0,257	1,084	−1,493	1,340	0,561	−0,151	−0,395	1,122	1,012	
	N	—	1,40	1,07	1,10	1,11	1,10	1,07	1,40	1,46	1,19	0,85	0,88	0,89	—	—	$V \cdot P_1$
4	M	0,15	−0,492	−0,299	0,539	2,039	0,446	−0,485	−0,741	−0,373	−0,681	−0,413	0,513	2,072	1,231	0,936	P_2
		0,20	−0,578	−0,409	0,417	1,931	0,382	−0,479	−0,671	−0,140	−0,638	−0,437	0,425	1,963	1,283	0,975	
		0,25	−0,638	−0,486	0,328	1,849	0,341	−0,474	−0,625	−0,013	−0,617	−0,463	0,355	1,891	1,317	1,000	
		0,30	−0,673	−0,530	0,282	1,813	0,312	−0,469	−0,592	0,121	−0,502	−0,481	0,305	1,818	1,341	1,018	
	N	—	1,41	1,41	1,38	1,32	1,38	1,41	1,41	1,40	1,41	1,40	1,37	1,31	—	—	$V \cdot P_2$
5	M	0,15	16,02	18,58	15,59	4,41	−7,91	−14,36	−16,39	−9,62	11,23	15,72	15,02	5,41	10,97	0,927	p_c
		0,20	15,27	17,61	14,51	3,46	−8,49	−14,32	−14,81	−7,62	11,44	15,30	14,00	4,18	11,43	0,976	
		0,25	14,79	16,99	13,81	2,85	−8,86	−14,29	−14,42	−6,31	11,63	15,10	13,43	3,49	11,72	1,000	
		0,30	14,45	16,56	13,33	2,42	−9,11	−14,26	−14,15	−5,39	11,76	14,96	13,02	2,99	11,93	1,018	
	N	—	13,18	12,28	11,65	11,70	12,18	12,28	12,28	12,06	12,38	1,46	10,75	10,85	—	—	$V \cdot p_c$
6	M	0,15	−8,98	−9,55	−5,51	4,41	13,18	13,77	9,61	−9,62	−13,77	−12,40	−6,07	5,41	10,97	0,927	p_c
		0,20	−9,73	−10,51	−6,59	3,46	12,60	13,80	10,19	−7,62	−13,56	−12,82	−7,10	4,18	11,43	0,976	
		0,25	−10,22	−11,13	−7,28	2,85	12,24	13,84	10,58	−6,31	−13,37	−13,02	−7,67	3,49	11,72	1,000	
		0,30	−10,55	−11,56	−7,77	2,42	11,98	13,86	10,85	−5,39	−13,24	−13,16	−8,08	2,99	11,93	1,018	
	N	—	12,28	12,28	12,18	11,70	11,65	12,28	13,18	15,78	11,48	11,46	11,28	10,85	—	—	$V \cdot p_c$

Продольные силы вычислены для значений $u = 0{,}25\ ^1/_{м^2}$; для всех других значений u эти силы умножаются на коэффициент v, при определении которого отношение продольных сил при различных значениях u принято равным соотношению соответствующих усилий в затяжках.

При $f/l = 1/7$ величина u определяется по формуле

$$u = \frac{F_з}{I} \cdot \frac{1}{1 + 10\frac{F_з}{F}},$$

где $F_з$ и F — соответственно площадь сечения затяжки и приведенная площадь сечения арки;

I — приведенный момент инерции арки.

Сечение затяжки для многопролетных арок предварительно может быть установлено по величине распора, вычисленного при $u = 30\ ^1/_{м^2}$.

Наибольшее усилие в затяжке крайнего пролета H и продольные силы N определяются аналогично моменту. Величина N дополнительно умножается на коэффициент v. Усилия в затяжке среднего пролета находятся как продольные силы в среднем сечении арки данного пролета.

При $f/l = 1/6$ изгибающие моменты во всех сечениях находятся по той же таблице, но величина u определяется по формуле

$$u = \frac{F_з}{I}.$$

Продольные силы и усилия в затяжке находятся тем же путем, но полученные результаты умножаются на 6/7.

Таблица может быть использована для расчета равнопролетных арок с с количеством пролетов, не равным трем. При этом расчет рекомендуется вести следующим образом:

1. Усилия в двухпролетных арках определяются по табл. 19.10 по данным крайнего пролета трехпролетных арок.

2. Усилия в крайних пролетах многопролетных арок определяются по табл. 19.10 по данным крайнего пролета трехпролетных арок.

3. Усилия в средних пролетах многопролетных арок определяются по табл. 19.10 по данным среднего пролета трехпролетных арок.

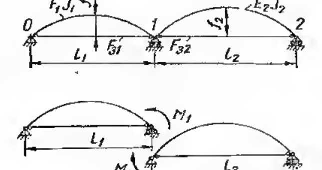


Рис. 19.1. Расчетная схема двухпролетной арки.

Расчет многопролетных арок с затяжками при любых соотношениях пролетов производится методом сил следующим образом:

1. Система расчленяется на однопролетные арки с затяжками, расчет которых на нагрузки каждого пролета производится по табл. 19.4—19.9.

2. Определяются моменты в опорных сечениях многопролетной арки по формулам:

в двухпролетной арке (рис. 19.1)

$$M_1 = -\frac{3(B_1' + A_2')}{l_1'\left(1 - \frac{5}{8}k_1\right) + l_2'\left(1 - \frac{5}{8}k_2\right)};$$

в трехпролетной арке (рис. 19.2)

$$2M_1[l_1'(1-\frac{5}{8}k_1)+l_2'(1-\frac{5}{8}k_2)]+M_2 l_2'(1-\frac{5}{4}k_2)=-6(B_1'+A_2');$$

$$M_1 l_1'(1-\frac{5}{4}k_2)+2M_2[l_2'(1-\frac{5}{8}k_2)+l_3'(1-\frac{5}{8}k_3)]=-6(B_2'+A_3').$$

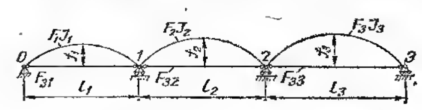


Рис. 19.2. Расчетная схема трехпролетной арки.

В этих формулах

$$l_n' = l_n\frac{I_c}{I_n}; \quad A_n' = A_n\frac{I_c}{I_n}; \quad B_n' = B_n\frac{I_c}{I_n};$$

$$A_n = A_{0n}-\frac{H_n f_n l_n}{3}; \quad B_n = B_{0n}-\frac{H_n f_n l_n}{3};$$

$$k_n = \frac{1}{1+\frac{15}{8f_n^2}\left(\frac{EI_n}{E_з F_{зn}}+\frac{I_n}{F_n}\right)},$$

где n — номер пролета;
I_c — произвольный момент инерции;
A_{0n} и B_{0n} — фиктивные опорные реакции на левой и правой опорах n-го пролета от заданной нагрузки, найденные, как для однопролетной балки; для случая симметричной относительно середины пролета нагрузки фиктивные реакции могут быть определены по формуле

$$A_{0n} = B_{0n} = kl,$$

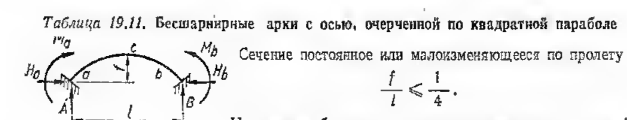
где k — коэффициент, определяемый по табл. 17.4;
H_n — распор (усилие в затяжке n-го пролета), найденный, как в однопролетной арке, по табл. 19.4—19.9.

3. Дополнительные усилия в затяжках и моменты в сечениях многопролетной арки, вызываемые действием опорных моментов, определяются по табл. 19.9.

БЕСШАРНИРНЫЕ АРКИ

Расчет упругих бесшарнирных арок с постоянным (или малоизменяющимся по пролету) сечением можно производить с помощью табл. 19.11. Вторая часть таблицы относится к аркам, жесткость которых переменна и изменяется по закону, указанному в табл. 19.11. Таблица содержит формулы для определения опорных реакций, распора и изгибающих моментов в характерных сечениях арок при различных видах нагрузок.

Таблица 19.11. **Бесшарнирные арки с осью, очерченной по квадратной параболе**



Сечение постоянное или малоизменяющееся по пролету

$$\frac{f}{l} \leqslant \frac{1}{4}.$$

На схеме изображены положительные направления усилий.

Схема нагружения	A	B	H	M_A	M_B	M_C
P; $l/2$, $l/2$	$\frac{P}{2}$	$\frac{P}{2}$	$\frac{15}{64}\cdot\frac{Pl}{f}$	$\frac{Pl}{32}$	$\frac{Pl}{32}$	$\frac{3}{64}Pl$
P; $l/4$	$\frac{27}{32}P$	$\frac{5}{32}P$	$\frac{135}{1024}\cdot\frac{Pl}{f}$	$-\frac{27}{512}Pl$	$\frac{21}{512}Pl$	$-\frac{13}{1024}Pl$
P; $a=\alpha l$	$P(1-\alpha^2)(1+2\alpha)$	$P\alpha^2(3-2\alpha)$	$\frac{15}{4}\cdot\frac{Pl}{f}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$-\frac{Pl}{2}\alpha(1-\alpha)^2\times$ $\times(2-5\alpha)$	$\frac{Pl}{2}\alpha^2(1-\alpha)\times$ $\times(3-5\alpha)$	При $\alpha\leqslant 0{,}5$ $-\frac{Pl}{4}\alpha^2(3-$ $-10\alpha+5\alpha^2)$
P, P; $l/4$, $l/4$	P	P	$\frac{135}{512}\cdot\frac{Pl}{f}$	$-\frac{3}{256}Pl$	$-\frac{3}{256}Pl$	$-\frac{13}{512}Pl$
P, P; $a=\alpha l$, a	P	P	$\frac{15}{2}\cdot\frac{Pl}{f}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$-Pl\alpha(1-\alpha)\times$ $\times(1-5\alpha+5\alpha^2)$	$-Pl\alpha(1-\alpha)\times$ $\times(1-5\alpha+5\alpha^2)$	$-\frac{Pl}{2}\alpha^2(3-10\alpha+$ $+5\alpha^2)$

Продолжение табл. 19.11

Схема нагружения	A	B	H	M_A	M_B	M_C
P; l/2	$-\frac{3}{4}\cdot\frac{Pf}{l}$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{Pf}{l}$	$\pm\frac{P}{2}$	$-\frac{Pf}{8}$	$\frac{Pf}{8}$	0
P; a=αl	$-12\frac{Pf}{l}\alpha^2(1-\alpha)^3$	$12\frac{Pf}{l}\alpha^2(1-\alpha)^2$	$H_B = P\alpha^2(15 - 50\alpha + 60\alpha^2 - 24\alpha^3)$; $H_A = -P(1 - 15\alpha^2 + 50\alpha^3 - 60\alpha^4 + 24\alpha^5)$	$-2Pf\alpha(1-\alpha)^3 \times (2 - 7\alpha + 8\alpha^2)$	$2Pf\alpha^2(1-\alpha)(3 - 9\alpha + 8\alpha^2)$	При $\alpha \leqslant 0{,}5$ $-Pf\alpha^2(3 - 14\alpha + 20\alpha^2 - 8\alpha^3)$
q	$-\frac{qf^2}{4l}$	$\frac{qf^2}{4l}$	$H_B = \frac{3}{14}qf$; $H_A = -\frac{11}{14}qf$	$-\frac{51}{280}qf^2$	$\frac{19}{280}qf^2$	$-\frac{3}{140}qf^2$
q	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql^2}{8f}$	0	0	0
q; l/2	$\frac{13}{32}ql$	$\frac{3}{32}ql$	$\frac{ql^2}{16f}$	$-\frac{ql^2}{64}$	$\frac{ql^2}{64}$	0
q; l/4	$\frac{121}{512}ql$	$\frac{7}{512}ql$	$\frac{53}{4096}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{27}{2048}ql^2$	$\frac{9}{2048}ql^2$	$-\frac{7}{4096}ql^2$

q, $a=\alpha l$	$\frac{ql}{2}\alpha(2-2\alpha^2+\alpha^3)$	$\frac{ql}{2}\alpha^3(2-\alpha)$	$\frac{ql^2}{8f}\alpha^3(10-15\alpha+6\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{2}\alpha^2(1-3\alpha+3\alpha^2-\alpha^3)$	$\frac{ql^2}{2}\alpha^3(1-2\alpha+\alpha^2)$	При $\alpha \leqslant 0{,}5$ $-\frac{ql^2}{8}\alpha^3(2-5\alpha+2\alpha^2)$
q, q, $l/4$, $l/4$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{53}{2048}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{9}{1024}ql^2$	$-\frac{9}{1024}ql^2$	$-\frac{7}{2048}ql^2$
q, q, $a=\alpha l$, a	$ql\alpha$	$ql\alpha$	$\frac{ql^2}{4f}\alpha^3(10-15\alpha+6\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{2}\alpha^2(1-4\alpha+5\alpha^2-2\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{2}\alpha^2(1-4\alpha+5\alpha^2-2\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{4}\alpha^3(2-5\alpha+2\alpha^2)$
q, $l/4$, $l/2$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{203}{2048}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$\frac{9}{1024}ql^2$	$\frac{9}{1024}ql^2$	$\frac{7}{2048}ql^2$
q, $a=\alpha l$	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql^2}{64f}\alpha(15-10\alpha^2-3\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{32}\alpha(1-2\alpha^2+\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{32}\alpha(1-2\alpha^2+\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{64}\alpha(3-8\alpha+6\alpha^2-\alpha^4)$
q, $l/2$	$\frac{9}{40}ql$	$\frac{1}{40}ql$	$\frac{5}{256}\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{7}{640}ql^2$	$\frac{11}{1920}ql^2$	$-\frac{ql^2}{768}$
q, $a=\alpha l$	$\frac{ql}{20}\alpha(10-5\alpha^2+2\alpha^3)$	$\frac{ql}{20}\alpha^3(5-2\alpha)$	$\frac{ql^2}{64f}\alpha^3(5-6\alpha+2\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{120}\alpha^2(20-15\alpha+36\alpha^2-10\alpha^3)$	$\frac{ql^2}{120}\alpha^3(15-24\alpha+10\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{48}\alpha^3(3-6\alpha+2\alpha^2)$

Продолжение табл. 19.11

Схема нагружения	A	B	H	M_A	M_B	M_C
q	$\frac{ql}{4}$	$\frac{ql}{4}$	$\frac{5}{128}\cdot\frac{ql^2}{f}$	$-\frac{ql^2}{192}$	$-\frac{ql^2}{192}$	$-\frac{ql^2}{384}$
q; q; $a=\alpha l$; a	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql}{2}\alpha$	$\frac{ql^2}{8f}\alpha^3(5-6\alpha+2\alpha^2)$	$-\frac{ql^2}{6}\alpha^2(1-\alpha)^3$	$-\frac{ql^2}{6}\alpha^2(1-\alpha)^3$	$\frac{ql^2}{24}\alpha^3(3-6\alpha+2\alpha^2)$
q; $l/2$	$\frac{5}{32}ql$	$\frac{ql}{96}$	$\frac{ql^2}{112f}$	$-\frac{17}{2240}ql^2$	$\frac{19}{6720}ql^2$	$-\frac{ql^2}{1120}$
q; $a=\alpha l$	$\frac{ql}{12}\cdot\frac{\alpha}{1-\alpha}(6-8\alpha-3\alpha^2+6\alpha^3-2\alpha^4)$	$\frac{ql}{12}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(3\alpha-6\alpha^2+2\alpha^3)$	$\frac{ql^2}{112f}\cdot\frac{\alpha^3}{1-\alpha}(35-98\alpha+84\alpha^2-24\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{840}\cdot\frac{\alpha^3}{1-\alpha}(140-525\alpha+755\alpha^2-490\alpha^3+120\alpha^4)$	$\frac{ql^2}{840}\cdot\frac{\alpha^3}{1-\alpha}(105-336\alpha+350\alpha^2-120\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{560}\cdot\frac{\alpha^3}{1-\alpha}(35-126\alpha+140\alpha^2-40\alpha^3)$
q; Квадратная парабола	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql^2}{56f}$	$-\frac{ql^2}{210}$	$-\frac{ql^2}{210}$	$-\frac{ql^2}{560}$
q; $a=\alpha l$; a	$\frac{ql}{6}\cdot\frac{\alpha}{1-\alpha}(3-4\alpha)$	$\frac{ql}{6}\cdot\frac{\alpha}{1-\alpha}(3-4\alpha)$	$\frac{ql^2}{56f}\cdot\frac{\alpha^3}{1-\alpha}(35-98\alpha+84\alpha^2-24\alpha^3)$	$-\frac{ql^2}{420}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(70-315\alpha+546\alpha^2-420\alpha^3+120\alpha^4)$	$-\frac{ql^2}{420}\cdot\frac{\alpha^2}{1-\alpha}(70-315\alpha+546\alpha^2-420\alpha^3+120\alpha^4)$	$-\frac{ql^2}{280}\cdot\frac{\alpha^3}{1-\alpha}(35-126\alpha+140\alpha^2-40\alpha^3)$

φ=1	$-\frac{6EI}{l^2}$	$\frac{6EI}{l^2}$	$\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{fl}$	$\frac{9EI}{l}$	$\frac{3EI}{l}$	$-\frac{3}{2}\cdot\frac{EI}{l}$
φ=1 φ=1	0	0	$15\frac{EI}{fl}$	$12\frac{EI}{l}$	$12\frac{EI}{l}$	$-3\frac{EI}{l}$
φ=1 φ=1	$-12\frac{EI}{l^2}$	$-12\frac{EI}{l^2}$	0	$6\frac{EI}{l}$	$-6\frac{EI}{l}$	0
Δ=1	0	0	$\frac{45}{4}\cdot\frac{EI}{f^2l}$	$\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{fl}$	$\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{fl}$	$-\frac{15}{4}\cdot\frac{EI}{fl}$
t°	0	0	$-\frac{45}{4}\cdot\frac{EI}{f^2}\alpha_t t$	$-\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{f}\alpha_t t$	$-\frac{15}{2}\cdot\frac{EI}{f}\alpha_t t$	$-15\frac{EI}{f}\alpha_t t$

Продолжение табл. 19.11

Labels on the arch diagram: M_a, α, c, J_c, M_b, a, J_x, b, H_a, A, B, H_b, l

Жесткость арки изменяется по закону $\frac{I_c}{I_x \cos\alpha} = 1$;

$$\nu = \frac{45}{4} \cdot \frac{I_c}{F_c f^2}.$$

Схема нагружения	A	B	H	M_a	M_b	M_c
P; ζl; $\zeta' l$	$P\zeta'^2(1+2\zeta)$	$P\zeta^2(1+2\zeta')$	$\frac{15}{4}\cdot\frac{Pl}{f}\cdot\frac{1}{1+\nu}\times\zeta^2\zeta'^2$	$Pl\zeta\zeta'^2\left[\frac{5}{2(1+\nu)}\zeta-1\right]$	$Pl\zeta^2\zeta'\left[\frac{5}{2(1+\nu)}\times\zeta'-1\right]$	$\zeta \leqslant 0{,}5$ $\frac{Pl}{2}\zeta^2\left[1-\frac{5}{2(1+\nu)}\zeta'^2\right]$
q	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{8}\cdot\frac{l}{f}\cdot\frac{1}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{\nu}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{\nu}{1+\nu}$	$\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{\nu}{1+\nu}$
q; $l/2$	$\frac{13}{32}ql$	$\frac{3}{32}ql$	$\frac{ql}{16}\cdot\frac{l}{f}\cdot\frac{1}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{192}\cdot\frac{3+11\nu}{1+\nu}$	$\frac{ql^2}{192}\cdot\frac{3-5\nu}{1+\nu}$	$\frac{ql^2}{48}\cdot\frac{\nu}{1+\nu}$
q; αl; $\alpha' l$	$\frac{ql}{2}\alpha[1+\alpha'(1+\alpha\alpha')]$	$\frac{ql}{2}\alpha^2(1-\alpha'^2)$	$\frac{ql^2}{8f}\alpha^3\frac{1+3\alpha'\times(1+2\alpha')}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{\alpha^2}{1+\nu}[6\alpha'^3+\nu(1+2\alpha'+3\alpha'^2)]$	$\frac{ql^2}{12}\alpha^3\times\frac{6\alpha'^2-\nu(1+3\alpha')}{1+\nu}$	
q; Квадратная парабола	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql}{6}$	$\frac{ql}{56}\cdot\frac{l}{f}\cdot\frac{1}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{420}\cdot\frac{7\nu+2}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{420}\cdot\frac{7\nu+2}{1+\nu}$	$-\frac{ql^2}{1680}\cdot\frac{3-7\nu}{1+\nu}$

ЛИТЕРАТУРА

К РАСЧЕТУ АРОК

Бернштейн С. А. Основы расчета статически неопределимых систем. М., ОНТИ, 1936.
Завриев К. С. Расчет арочных мостов. М., Трансжелдориздат, 1956.
Конструкции противопожарных зон. Проектно-расчетная инструкция. раздел XIV. Серия 537. Промстройпроект, 1936.
Новиков А. М. Таблицы для расчета труб, сводов и арок. М., Госстройиздат, 1942.
Прокофьев И. П. Теория сооружений. Ч. I и II. М., Трансжелдориздат, 1945, 1947.
Рабинович И. М. Курс строительной механики стержневых систем. Ч. 2. М., Стройиздат Наркомстроя, 1940.
Рабинович И. М. Курс строительной механики. Ч. I и II. М., Госстройиздат, 1950, 1954.
Справочник проектировщика промышленных сооружений, т. II. Расчетно-теоретический. М., Госстройиздат, 1934.
Таль К. Э. О расчете многопролетных арок с неравными пролетами. Сб. «Исследования по теории сооружений». М., ОНТИ, 1936.
Таль К. Э. Таблицы для статического расчета равнопролетных арок. «Проект и стандарт», 1934, № 6.
Beyer K. Die Statik im Eisenbetonbau. Berlin, Verlaq von Julins Springer, 1934.
Szymčyk J. Luki, tablice do obliczeń statycznych. Warszawa, Arkady, 1961.
См. также литературу по расчету труб.

Глава 20.

ОБОЛОЧКИ ВРАЩЕНИЯ

Ниже приведены таблицы для расчета в упругой стадии оболочек вращения. В помещенных материалах приняты следующие обозначения (рис. 20.1):

R_1 — радиус кривизны меридиана;
R_2 — радиус кривизны нормального сечения, перпендикулярного к дуге меридиана;
φ — угол между нормалью к оболочке и осью симметрии;
$r = R_2 \sin \varphi$ — радиус параллельного круга;
δ — толщина оболочки;
N_1 — меридиональное усилие в оболочке на единицу длины кольцевого сечения;
N_2 — кольцевое усилие в оболочке на единицу длины меридиана;
S — сдвигающее усилие на единицу длины кольцевого сечения;
Q_1 — меридиональная поперечная сила на единицу длины кольцевого сечения;
M_1 — меридиональный момент на единицу длины кольцевого сечения;
M_2 — кольцевой момент на единицу длины меридиана;
X, Y, Z — составляющие внешней нагрузки на единицу поверхности;
u — меридиональное перемещение;
w — радиальное перемещение;
ξ — горизонтальная составляющая перемещения;
η — вертикальная составляющая перемещения;
ω — меридиональный угол поворота;
E — модуль упругости;
μ — коэффициент Пуассона;
$F_к$ — площадь сечения кольца;
$I_к$ — момент инерции сечения кольца относительно горизонтальной оси, проходящей через центр кольца.

Принятые положительные направления внутренних усилий, внешних нагрузок и перемещений показаны на рис. 20.1 и 20.2.

Расчет оболочек вращения выполняется наиболее просто, если можно предположить, что напряжения, возникающие в оболочке, равномерно распределены по ее толщине (безмоментная теория расчета оболочек). При этом усилия M_1, M_2 и Q_1 принимаются равными нулю. Безмоментная теория оболочек вращения обеспечивает достаточную для практических расчетов точность, если выполнены следующие условия, касающиеся формы и толщины оболочки, закрепления ее краев и характера внешней нагрузки:

а) изменения толщины оболочки, кривизны меридиана и направления касательной к нему должны быть плавными;

б) края оболочки должны иметь свободу нормальных радиальных перемещений и меридиональных углов поворота;

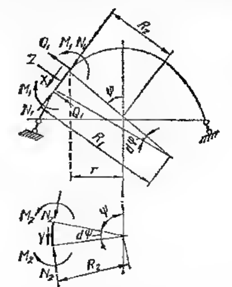
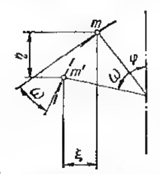


Рис. 20.1. Принятые обозначения при расчете оболочек вращения.



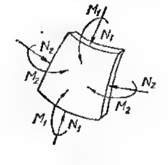


Рис. 20.2. Усилия и деформации в оболочке вращения.

в) поверхностная нагрузка на оболочку должна изменяться плавно;

г) края оболочки должны быть свободны от внешней краевой нагрузки в виде поперечных сил Q_1 и изгибающих моментов M_1.

В месте нарушения какого-либо из перечисленных условий в оболочке возникают повышенные напряжения, обусловленные изгибным эффектом. Вследствие того, что зона повышенных напряжений, вызванная нарушением условий применения безмоментной теории, имеет весьма ограниченные размеры, в практических расчетах определение усилий по моментной теории выполняется только для узких кольцевых зон, охватывающих места нарушения условий применения безмоментной теории.

При проектировании конструкций с применением оболочек вращения (купольные покрытия, резервуары и др.) следует стремиться к соблюдению всех условий безмоментной работы оболочки, так как безмоментное напряженное состояние оболочки наиболее выгодно с точки зрения работы материала конструкции.

В табл. 20.1 приведены формулы для определения усилий от осесимметричной поверхностной нагрузки в сферических, конических и цилиндрических оболочках. Данные для расчета по безмоментной теории оболочек вращения на ветровую нагрузку приведены в табл. 20.2 и 20.3.

На схемах оболочек показано шарнирное опирание опорного контура со свободной нормальных радиальных перемещений и меридиональных углов поворота. Такая конструкция опирания обеспечивает безмоментное напряженное состояние оболочки, а также равновесие системы при действии осесимметричных поверхностных нагрузок. При действии на оболочку несимметричных поверхностных нагрузок по опорному контуру возникают кроме меридиональных усилий N_1 сдвигающие усилия S, восприятие которых должно быть обеспечено конструкций опирания. Однако сдвигающие усилия обычно не превосходят сил трения между оболочкой и конструкцией опоры.

Как правило, не удается выполнить условия безмоментной работы оболочки только для опорных контуров, где оболочка сопрягается с опорным

Таблица 20.1. Внутренние усилия от осесимметричной поверхностной нагрузки

$$\frac{N_1}{R_1}+\frac{N_2}{R_2}=Z;\quad N_1=\frac{Q\varphi}{2\pi R_2\sin^2\varphi},$$

где Q_φ — проекция всех внешних нагрузок, действующих на оболочку выше параллельного круга, определяемого углом φ на ось вращения.

Схемы нагружения и эпюры усилий	N_1	N_2
а) *Замкнутая шаровая оболочка* ($R_1=R_2=R$) $N_1=\frac{Q_\varphi}{2\pi R\sin^2\varphi}$; $N_2=ZR-N_1$		
Собственный вес $g=\text{const}$ (51°50′; R; b; N_1; N_2)	$\frac{gR}{1+\cos\varphi}$	$gR\cos\varphi-N_1$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p=p_0\cos\varphi$ (40°18′; R; b; N_1; N_2)	$\frac{p_0R}{3}\left(1+\frac{\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi}\right)$	$p_0R\cos^2\varphi-N_1$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p=p_0$ (45°; R; b; N_1; N_2)	$\frac{p_0R}{2}$	$p_0R\cos^2\varphi-N_1$
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ) (h_0; φ; R; b)	$\gamma\frac{R^2}{6}\left[3\frac{h_0}{R}+\left(1-2\frac{\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi}\right)\right]$	$\gamma R^2\left[\frac{h_0}{R}+(1-\cos\varphi)\right]-N_1$
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ) (R; φ; h_0)	$-\frac{\gamma R^2}{6}\left[3\frac{h_0}{R}-\left(1-2\frac{\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi}\right)\right]$	$-\gamma R^2\left[\frac{h_0}{R}-(1-\cos\varphi)\right]-N_1$

Продолжение табл. 20.1

Схемы нагружения и эпюры усилий	N_1	N_2
б) Открытая шаровая оболочка		
Собственный вес $g = \mathrm{const}$	$gR\dfrac{\cos\varphi_a - \cos\varphi}{\sin^2\varphi}$	$gR\cos\varphi - N_1$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0\cos\varphi$	$\dfrac{p_0R}{3}\cdot\dfrac{\cos^3\varphi_a - \cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}$	$p_0R\cos^3\varphi - N_1$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0$	$\dfrac{p_0R}{2}\left(1 - \dfrac{\sin^2\varphi_a}{\sin^2\varphi}\right)$	$p_0R\cos^2\varphi - N_1$
в) Замкнутая коническая оболочка $\left(R_1 = \infty;\ R_2 = h\dfrac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}\right)$ $N_1 = \dfrac{Q_h}{2\pi h\cos\varphi}$; $N_2 = Zh\dfrac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}$		
Собственный вес $g = \mathrm{const}$	$\dfrac{gh}{2\sin^2\varphi}$	$2N_1\cos^2\varphi$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0\cos\varphi$	$\dfrac{p_0h}{2}\cdot\dfrac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}$	$2N_1\cos^2\varphi$

Продолжение табл. 20.1

Схемы нагружения и эпюры усилий	N_1	N_2
Гидростатическое давление жидкости (удельный вес γ)	$\frac{\gamma h}{6}(3h_0+2h)\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}$	$\gamma h(h_0+h)\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}$
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ)	$-\frac{\gamma h}{6}(3h_0-2h)\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}$	$-\gamma h(h_0-h)\times$ $\times\frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi}$
г) *Открытая коническая оболочка*		
Собственный вес $g=\mathrm{const}$	$\frac{gh}{2\sin^2\varphi}\left(1-\frac{h_a^2}{h^2}\right)$	$gh\,\mathrm{ctg}^2\varphi$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p=p_0\cos\varphi$	$\frac{p_0h\cos\varphi}{2\sin^2\varphi}\left(1-\frac{h_a^2}{h^2}\right)$	$p_0h\frac{\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}$
д) *Цилиндрическая оболочка* ($R_1=\infty$; $R_2=R$; $\varphi=90°$) $N_1=\frac{Q_h}{2\pi R}$; $N_2=ZR$		
Собственный вес $g=\mathrm{const}$	gh	—

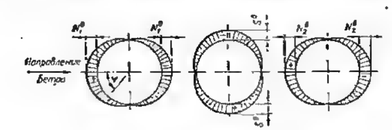
Продолжение табл. 20.1

Схемы нагружения и эпюры усилий	N_1	N_2
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ)	—	$\pm \gamma R (h_0 + h)$ Верхний знак относится к оболочке, загруженной давлением жидкости, находящейся внутри оболочки; нижний — снаружи.

Таблица 20.2. **Внутренние усилия от ветровой нагрузки, изменяющейся по закону**

$$W = W_0 \sin \varphi \cos \psi$$

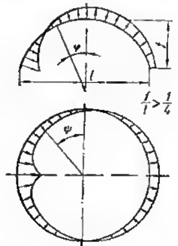
Характер изменения внутренних усилий по длине произвольного параллельного круга:



$$N_1 = N_1^0 \cos \psi\,;\ S = S^0 \sin \psi\,;\ N_2 = N_2^0 \cos \psi.$$

Схема оболочки	N_1^0	S^0	N_2^0
(сферическая)	$\frac{W_0 R}{3} \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} [2 - \cos \varphi (3 - \cos^2 \varphi)]$	$-\frac{N_1^0}{\cos \varphi}$	$W_0 R \sin \varphi - N_1^0$
(коническая)	$\frac{W_0 h}{6} \cdot \frac{3 \cos^2 \varphi - 1}{\sin \varphi \cos \varphi}$	$-\frac{W_0 h}{3 \sin \varphi}$	$W_0 h \operatorname{ctg} \varphi$
(цилиндрическая)	$-\frac{W_0 h^2}{2R}$	$-W_0 h$	$W_0 R$

Таблица 20.3. **Внутренние усилия в шаровой оболочке от действия ветровой нагрузки**



Закон изменения нагрузки $p = p^{н} c$,

где

$$c = 0{,}5 \sin^2 \varphi\,(0{,}85 \sin\psi - 0{,}15 \sin 3\psi) - \cos^2\psi;$$

$$N_1 = \frac{pR}{2}(k_1 \sin\psi + k_2 \sin 3\psi);$$

$$N_2 = \frac{pR}{2}(k_3 \sin\psi + k_4 \sin 3\psi);$$

$$S = \frac{pR}{2}(k_5 \cos\psi + k_6 \cos 3\psi).$$

φ, град	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6
10	0,0350	0,0330	0,1134	0,0078	0,0356	0,0048
30	0,1009	0,0352	0,3326	0,0728	0,1165	0,0571
50	0,1373	0,1299	0,1538	0,2180	0,2134	0,1897
70	0,1199	0,3972	0,6764	0,5297	0,3506	0,2906
90	0	0,2000	0,8500	1,3500	0,5657	0,3254

кольцом или другими конструкциями. Изгибный эффект при этом оказывает существенное влияние только на весьма узкую полосу оболочки у опорного контура.

Расчет оболочек, состоящих из элементов различной кривизны или толщины, монолитно сопряженных с опорными конструкциями, может быть произведен методами строительной механики с использованием данных табл. 20.4 и 20.5 для определения перемещений оболочек от поверхностной осесимметричной нагрузки и внутренних усилий и перемещений от краевых силовых воздействий.

Таблица 20.4. **Деформации от поверхностной осесимметричной нагрузки**

Схемы нагружения и эпюры деформаций	ξ	ω
а) Замкнутая шаровая оболочка		
Равномерное нагревание на $t°$ (b, b, φ_0, R, ξ, +)	$R\alpha_t t \sin\varphi$	—
Собственный вес $g = \mathrm{const}$ (b, b, φ_0, R, ξ, ω, +)	$\frac{gR^2}{E\delta}\sin\varphi\left(\frac{1+\mu}{1+\cos\varphi} - \cos\varphi\right)$	$-\frac{gR^2}{E\delta}(2+\mu)\sin\varphi$

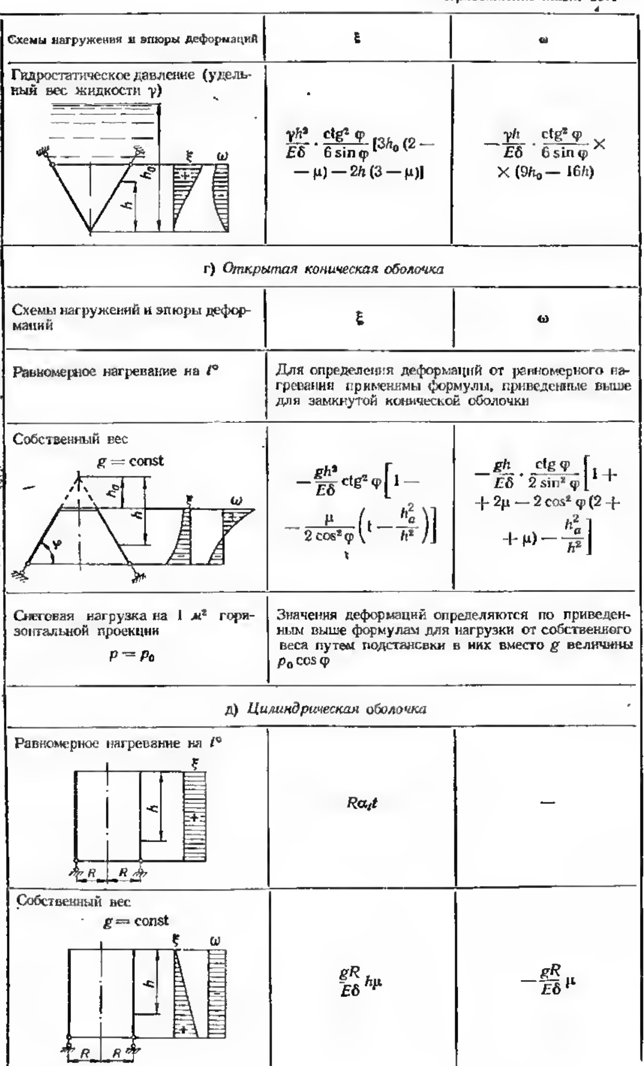
Продолжение табл. 20.4

Схемы нагружения и эпюры деформаций	ξ	ω
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0 \cos\varphi$	$\frac{p_0 R}{E\delta}\sin\varphi\left[(1+\mu)\times\frac{1-\cos^2\varphi}{3\sin^2\varphi}-\cos^3\varphi\right]$	$-\frac{p_0 R}{E\delta}(4+\mu)\sin\varphi\cos^2\varphi$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0$	$\frac{p_0 R^2}{E\delta}\sin\varphi\left(\frac{1+\mu}{2}-\cos^2\varphi\right)$	$-\frac{p_0 R}{E\delta}(3+\mu)\sin\varphi\cos\varphi$
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ)	$-\frac{\gamma R^3}{E\delta}\cdot\frac{\sin\varphi}{2}\left[\frac{h_0}{R}(1-\mu)+(1-\cos\varphi)\times\left(2-\frac{1+\mu}{3}\times\frac{1+2\cos\varphi}{1+\cos\varphi}\right)\right]$	$\frac{\gamma R^2}{E\delta}\sin\varphi$
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ)	$\frac{\gamma R^3}{E\delta}\cdot\frac{\sin\varphi}{2}\left[\frac{h_0}{R}(1-\mu)-(1-\cos\varphi)\left(2-\frac{1+\mu}{3}\cdot\frac{1+2\cos\varphi}{1+\cos\varphi}\right)\right]$	$\frac{\gamma R^2}{E\delta}\sin\varphi$
б) *Открытая шаровая оболочка*		
Равномерное нагревание на $t°$	Для определения деформаций от равномерного нагревания на $t°$ применимы формулы, приведенные выше для замкнутой шаровой оболочки	
Собственный вес $g = \mathrm{const}$	$\frac{gR^2}{E\delta}\sin\varphi\left[(1+\mu)\times\frac{\cos\varphi_a-\cos\varphi}{\sin^2\varphi}-\cos\varphi\right]$	$-\frac{gR}{E\delta}(2+\mu)\sin\varphi$

Продолжение табл. 20.4

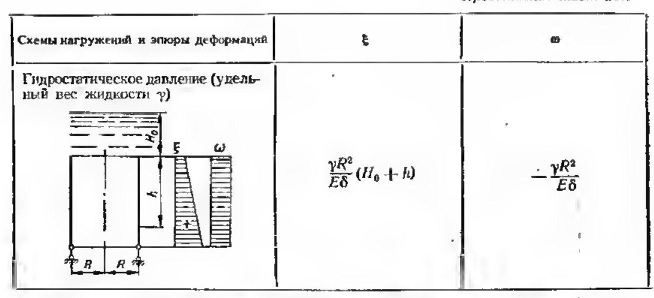
Схемы нагружения и эпюры деформаций	ξ	ω
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0 \cos\varphi$	$\frac{p_0R^2}{E\delta}\sin\varphi\left[(1+\mu)\times\frac{\cos^3\varphi_a-\cos^3\varphi}{3\sin^2\varphi}-\cos^3\varphi\right]$	$-\frac{p_0R}{E\delta}(4+\mu)\sin\varphi\cos^2\varphi$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0$	$\frac{p_0R^2}{E\delta}\sin\varphi\left[\frac{1+\mu}{2}\left(1-\frac{\sin^2\varphi_a}{\sin^2\varphi}\right)-\cos^2\varphi\right]$	$-\frac{p_0R}{E\delta}(3+\mu)\times\sin\varphi\cos\varphi$
в) *Замкнутая коническая оболочка*		
Равномерное нагревание на $t°$	$\alpha_t th\,\mathrm{ctg}\,\varphi$	—
Собственный вес $g = \mathrm{const}$	$-\frac{gh^2}{E\delta}\cdot\frac{\mathrm{ctg}\,\varphi}{2\sin^2\varphi}\times(2\cos^2\varphi-\mu)$	$-\frac{gh}{E\delta}\cdot\frac{\mathrm{ctg}\,\varphi}{2\sin^2\varphi}[1+2\mu-2\cos^2\varphi(2+\mu)]$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p = p_0$	Значения деформаций определяются по приведенным выше формулам для нагрузки от собственного веса путем подстановки в них вместо g величины $p_0\cos\varphi$	
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ)	$-\frac{\gamma h^2}{E\delta}\cdot\frac{\mathrm{ctg}^2\varphi}{6\sin\varphi}[3h_0(2-\mu)+2h(3-\mu)]$	$\frac{\gamma h}{E\delta}\cdot\frac{\mathrm{ctg}^2\varphi}{6\sin\varphi}(9h_0+16h)$

Продолжение табл. 20.4



Схемы нагружения и эпюры деформаций	ξ	ω
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ)	$\frac{\gamma h^2}{E\delta}\cdot\frac{\mathrm{ctg}^2\varphi}{6\sin\varphi}[3h_0(2-\mu)-2h(3-\mu)]$	$-\frac{\gamma h}{E\delta}\cdot\frac{\mathrm{ctg}^2\varphi}{6\sin\varphi}\times(9h_0-16h)$
г) *Открытая коническая оболочка*		
Схемы нагружений и эпюры деформаций	ξ	ω
Равномерное нагревание на $t°$	Для определения деформаций от равномерного нагревания применимы формулы, приведенные выше для замкнутой конической оболочки	
Собственный вес $g=\mathrm{const}$	$-\frac{gh^2}{E\delta}\mathrm{ctg}^2\varphi\left[1-\frac{\mu}{2\cos^2\varphi}\left(1-\frac{h_a^2}{h^2}\right)\right]$	$-\frac{gh}{E\delta}\cdot\frac{\mathrm{ctg}\,\varphi}{2\sin^2\varphi}\left[1+2\mu-2\cos^2\varphi(2+\mu)-\frac{h_a^2}{h^2}\right]$
Снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции $p=p_0$	Значения деформаций определяются по приведенным выше формулам для нагрузки от собственного веса путем подстановки в них вместо g величины $p_0\cos\varphi$	
д) *Цилиндрическая оболочка*		
Равномерное нагревание на $t°$	$R\alpha_t t$	—
Собственный вес $g=\mathrm{const}$	$\frac{gR}{E\delta}h\mu$	$-\frac{gR}{E\delta}\mu$

Продолжение табл. 20.4



Схемы нагружений и эпюры деформаций	ξ	ω
Гидростатическое давление (удельный вес жидкости γ)	$\frac{\gamma R^2}{E\delta}(H_0+h)$	$-\frac{\gamma R^2}{E\delta}$

Таблица 20.5. **Усилие и деформации от контурных осесимметричных силовых воздействий**

$D=\frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость;

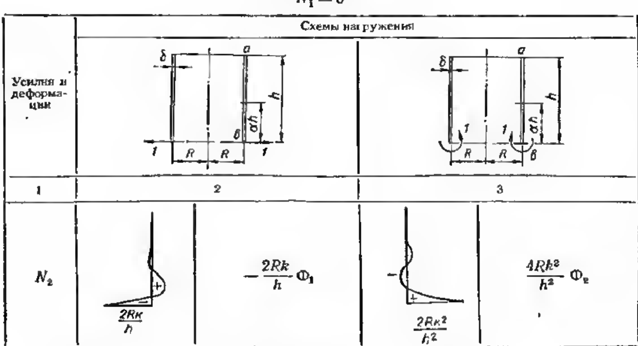
$k=\frac{h}{\sin\varphi\sqrt{R\delta}}\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}$ — характеристика жесткости конических и цилиндрических оболочек $\left(\text{при } \mu=1/6 \quad k=\frac{1{,}31h}{\sin\varphi\sqrt{R\delta}}\right)$;

$k=\sqrt{\frac{R}{\delta}}\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}$ — характеристика жесткости шаровых оболочек $\left(\text{при } \mu=1/6 \; k=1{,}31\sqrt{\frac{R}{\delta}}\right)$;

$\Phi_1=e^{-\xi}\cos\xi$; $\Phi_2=e^{-\xi}(\cos\xi-\sin\xi)$; $\Phi_3=e^{-\xi}\sin\xi$;

$\Phi_4=e^{-\xi}(\sin\xi+\cos\xi)$ — затухающие функции, значения которых в зависимости от $\xi=k\alpha$ (относительной ординаты сечения) приведены в табл. 20. 7.

а) *Цилиндрическая оболочка*
$N_1=0$



Усилия и деформации	Схемы нагружения			
1	2		3	
N_2	эпюра; $\frac{2Rk}{h}$	$-\frac{2Rk}{h}\Phi_1$	эпюра; $\frac{2Rk^2}{h^2}$	$\frac{4Rk^2}{h^2}\Phi_2$

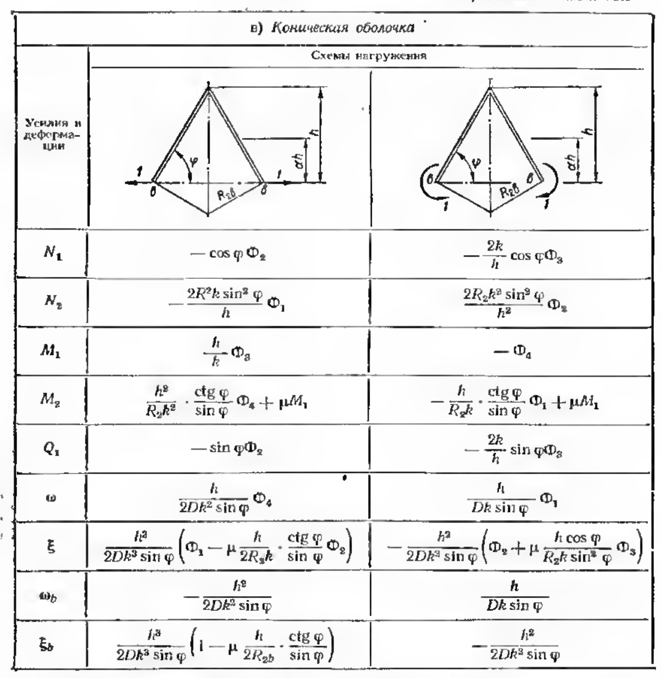
Продолжение табл. 20.5

1	2		3	
M_1	$0{,}322\frac{h}{k}$	$\frac{h}{k}\Phi_3$	$1{,}00$	$-\Phi_4$
M_2	$0{,}322\mu\frac{h}{k}$	μM_1	μ	μM_1
Q_1	$1{,}00$	$-\Phi_2$	$0{,}644\frac{k}{h}$	$-\frac{2k}{h}\Phi_3$
ω	$\frac{h^3}{2Dk^3}$	$-\frac{h^2}{2k^2D}\Phi_4$	$\frac{h^2}{2Dk^2}$	$\frac{h}{kD}\Phi_1$
ξ	$\frac{h^2}{\sqrt{2}k^2D}$	$\frac{h^3}{2k^3D}\Phi_1$	$\frac{h}{Dk}$	$-\frac{h^2}{2k^2D}\Phi_2$
ω_b	$-\frac{h^2}{2k^2D}$		$\frac{h}{kD}$	
ξ_b	$\frac{h^3}{2k^3D}$		$-\frac{h^2}{2k^2D}$	

Продолжение табл. 20.5

б) Шаровая оболочка				
Усилия и деформации	Схемы нагружения			
N_1		$-\sin\varphi_b \operatorname{ctg}\varphi\Phi_2$		$-\frac{2k}{R}\operatorname{ctg}\varphi\Phi_3$
N_2		$-2k\sin\varphi_b\Phi_1$		$\frac{2k^2}{R}\Phi_2$
M_1		$\frac{R}{k}\sin\varphi_b\Phi_3$		$-\Phi_4$
M_2		$\frac{R}{2k^2}\sin\varphi_b\operatorname{ctg}\varphi\times$ $\times\Phi_4+\mu M_1$		$-\frac{1}{k}\operatorname{ctg}\varphi\Phi_1+\mu M_1$
Q_1		$-\sin\varphi_b\Phi_2$		$-\frac{2k}{R}\Phi_3$
ω		$-\frac{2k^2}{E\delta}\sin\varphi_b\Phi_4$		$\frac{4k^3}{E\delta R}\Phi_3$
ξ		$\frac{R}{E\delta}\sin\varphi_b\times$ $\times(2k\sin\varphi\Phi_1-$ $-\mu\cos\varphi\Phi_2)$		$-\frac{2k}{E\delta}(k\sin\varphi\Phi_2+$ $+\mu\cos\varphi\Phi_3)$
ω_b	$-\frac{2k^2}{E\delta}\sin\varphi_b$		$\frac{4k^3}{E\delta R}$	
ξ_b	$\frac{R\sin\varphi_b}{E\delta}(2k\sin\varphi_b-\mu\cos\varphi_b)$		$-\frac{2k^2}{E\delta}\sin\varphi_b$	

Продолжение табл. 20.5



в) *Коническая оболочка*		
Усилия и деформации	Схемы нагружения	
N_1	$-\cos\varphi\,\Phi_2$	$-\frac{2k}{h}\cos\varphi\,\Phi_3$
N_2	$-\frac{2R^2k\sin^2\varphi}{h}\Phi_1$	$\frac{2R_2k^2\sin^2\varphi}{h^2}\Phi_2$
M_1	$\frac{h}{k}\Phi_3$	$-\Phi_4$
M_2	$\frac{h^2}{R_2k^2}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}\Phi_4+\mu M_1$	$-\frac{h}{R_2k}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}\Phi_1+\mu M_1$
Q_1	$-\sin\varphi\,\Phi_2$	$-\frac{2k}{h}\sin\varphi\,\Phi_3$
ω	$\frac{h}{2Dk^2\sin\varphi}\Phi_4$	$\frac{h}{Dk\sin\varphi}\Phi_1$
ξ	$\frac{h^2}{2Dk^3\sin\varphi}\left(\Phi_1-\mu\frac{h}{2R_2k}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}\Phi_2\right)$	$-\frac{h^2}{2Dk^2\sin\varphi}\left(\Phi_2+\mu\frac{h\cos\varphi}{R_2k\sin^2\varphi}\Phi_3\right)$
ω_b	$-\frac{h^2}{2Dk^2\sin\varphi}$	$\frac{h}{Dk\sin\varphi}$
ξ_b	$\frac{h^3}{2Dk^3\sin\varphi}\left(1-\mu\frac{h}{2R_{2b}}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}\right)$	$-\frac{h^2}{2Dk^2\sin\varphi}$

***Таблица 20.6.* Усилия и деформации в кольцевых балках от осесимметричных силовых воздействий**

$F_к$ — приведенная площадь поперечного сечения кольца;
$I_к$ — момент инерции относительно горизонтальной оси приведенного поперечного сечения кольца

Схемы нагружения	Продольная сила N	Изгибающий момент M	Перемещение	Угол поворота ω
(схема: H, ξ, R, R)	HR	—	$\frac{HR^2}{EF_к}$	—
(схема: ω, б, h, M_1, R, R)	—	M_1R	—	$\frac{M_1R^2}{EI_к}$

В табл. 20.6 приведены данные для определения усилий и перемещений в кольцевой балке от осесимметричных силовых воздействий.

Если оболочка в опорном контуре сопрягается только с одной дополнительной конструкцией, расчет наиболее просто выполняется методом сил. При этом в качестве основной системы принимается такая, в которой для оболочки создаются условия безмоментного напряженного состояния. Ниже приведен пример расчета конической оболочки, монолитно сопряженной с опорным кольцом.

Если оболочка в опорном контуре сопрягается с несколькими дополнительными конструкциями, расчет целесообразно выполнять методом перемещений.

Таблица 20.7. **Значения функций**

$$\Phi_1 = e^{-\xi}\cos\xi; \quad \Phi_2 = e^{-\xi}(\cos\xi - \sin\xi);$$
$$\Phi_3 = e^{-\xi}\sin\xi; \quad \Phi_4 = e^{-\xi}(\sin\xi + \cos\xi).$$

ξ	Φ₁	Φ₂	Φ₃	Φ₄	ξ	Φ₁	Φ₂	Φ₃	Φ₄
0	1,0000	1,0000	0,0000	1,0000	1,250	0,0904	—0,1815	0,2719	0,3623
0,002	0,9980	0,9960	0,0020	1,0000	1,500	0,0158	—0,2068	0,2226	0,2384
0,004	0,9960	0,9920	0,0040	1,0000	1,750	—0,0310	—0,2020	0,1720	0,1400
0,006	0,9900	0,9880	0,0060	1,0000	2,000	—0,0563	—0,1793	0,1230	0,0667
0,008	0,9920	0,9841	0,0080	0,9999	2,250	—0,0663	—0,1482	0,0820	0,0157
0,010	0,9900	0,9801	0,0099	0,9999	2,500	—0,0658	—0,1149	0,0492	—0,0166
0,020	0,9800	0,9604	0,0196	0,9996	2,750	—0,0591	—0,0835	0,0244	—0,0347
0,040	0,9600	0,9216	0,0384	0,9984	3,000	—0,0493	—0,0563	0,0021	—0,0422
0,060	0,9401	0,8836	0,0565	0,9966	3,250	—0,0385	—0,0343	—0,0042	—0,0427
0,080	0,9202	0,8464	0,0738	0,9940	3,500	—0,0283	—0,0177	—0,0106	—0,0388
0,100	0,9003	0,8100	0,0903	0,9906	3,750	—0,0193	—0,0059	—0,0134	—0,0327
0,200	0,8024	0,6398	0,1627	0,9651	4,000	—0,0120	0,0019	—0,0139	—0,0258
0,300	0,7078	0,4888	0,2189	0,9267	4,500	—0,0023	0,0085	—0,0108	—0,0132
0,400	0,6174	0,3564	0,2610	0,8784	5,000	0,0019	0,0084	—0,0065	—0,0046
0,500	0,5323	0,2414	0,2908	0,8231	5,500	0,0029	0,0058	—0,0029	0,0000
0,600	0,4529	0,1430	0,3099	0,7628	6,000	0,0024	0,0031	—0,0007	0,0017
0,700	0,3798	0,0599	0,3699	0,6997	6,500	0,0018	0,0012	0,0003	0,0018
0,800	0,3131	—0,0093	0,3223	0,6353	7,000	0,0007	0,0001	0,0006	0,0013
0,900	0,2527	—0,0658	0,3165	0,5712	7,500	0,0002	—0,0003	0,0005	0,0007
1,000	0,1987	—0,1109	0,3096	0,5083	8,000	0,0001	—0,0004	0,0004	0,0003

Пример. Определить внутренние усилия в сечениях конической оболочки, монолитно сопряжённой с опорным кольцом (рис. 20.3, *а*). Постоянная нагрузка на оболочку $g = 0{,}25\ т/м^2$. Коэффициент Пуассона $\mu = 1/6$. Характеристики опорного кольца: $F_к = 0{,}3\ м^2$; $I_к = 0{,}009\ м^4$.

В основной системе отделяем оболочку от опорного кольца таким образом, чтобы для оболочки создавались условия безмоментного напряженного состояния (рис. 20.3, *б*). В качестве лишних неизвестных принимаем меридиональный изгибающий момент X_1 и горизонтальную радиальную силу (распор) X_2.

Система канонических уравнений метода сил для рассматриваемого случая имеет вид:

$$a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + a_{1P} = 0;$$

$$a_{21}x_1 + a_{22}x_2 + a_{2P} = 0,$$

где a_{11}, a_{12} и a_{1P} — взаимные углы поворота опорного контура оболочки и опорного кольца в основной системе под действием единичных значений лишних неизвестных и внешней нагрузки;

a_{21}, a_{22} и a_{2P} — взаимные радиальные перемещения опорного контура оболочки и опорного кольца от тех же воздействий.

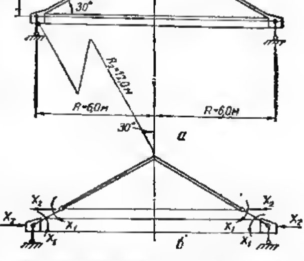


Рис. 20.3. Коническая оболочка, монолитно сопряженная с опорным кольцом: *а* — заданная система; *б* — основная система.

Для определения коэффициентов канонических уравнений найдем перемещения опорного контура оболочки и опорного кольца от действия внешней нагрузки и единичных значений лишних неизвестных.

Перемещения опорного контура оболочки при действии нагрузки g (табл. 20.4):

$$E\xi_p^0 = -\frac{gh^2}{\delta}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2\sin^2\varphi}(2\cos^2\varphi-\mu) =$$

$$= -\frac{0{,}25\cdot 3{,}5^2}{0{,}06}\cdot\frac{1{,}730}{2\cdot 0{,}500^2}\left(2\cdot 0{,}865^2-\frac{1}{6}\right) = -236;$$

$$E\omega_p^0 = -\frac{gh}{\delta}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2\sin^2\varphi}[1+2\mu-2\cos^2\varphi\,(2+\mu)] =$$

$$= \frac{0{,}25\cdot 3{,}5}{0{,}06}\cdot\frac{1{,}730}{2\cdot 0{,}500^2}\left[1+2\cdot\frac{1}{6}-2\cdot 0{,}865^2\left(2+\frac{1}{6}\right)\right] = 97.$$

Распор, передаваемый оболочкой на опорное кольцо (табл. 20.1),

$$H = N_1\cos 30^\circ = \frac{0{,}25\cdot 3{,}5\cdot 0{,}865}{2\cdot 0{,}500^2} = 1{,}51.$$

Перемещения опорного кольца, вызванные действием распора H (табл. 20.6),

$$E\xi_p^{\text{к}} = -\frac{HR^2}{F_{\text{к}}} = -\frac{1{,}51\cdot 6{,}0^2}{0{,}30} = -181{,}0.$$

$$F\omega_p^{\text{к}} = 0.$$

Определяем перемещения опорного контура оболочки от действия единичных силовых воздействий $X_1 = 1$ и $X_2 = 1$ (табл. 20.5).

Цилиндрическая жесткость оболочки

$$\frac{D}{E} = \frac{\delta^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{0{,}06^3}{12\left[1-\left(\frac{1}{6}\right)^2\right]} = 18{,}5\cdot 10^{-6}.$$

Характеристика жесткости

$$k = \frac{1{,}31h}{\sin\varphi\sqrt{R\delta}} = \frac{1{,}31\cdot 3{,}5}{0{,}5\sqrt{12{,}0\cdot 0{,}06}} = 10{,}8.$$

Перемещения при $D_1 = \frac{D}{E}$:

$$E\omega_1^0 = \frac{h}{D_1 k\sin\varphi} = \frac{3{,}5}{18{,}5\cdot 10^{-6}\cdot 10{,}8\cdot 0{,}500} = 35\,000;$$

$$E\xi_1^0 = E\omega_2^0 = -\frac{h^2}{2D_1k^2\sin\varphi} = -\frac{3{,}5^2}{2\cdot 18{,}5\cdot 10^{-6}\cdot 10{,}8^2\cdot 0{,}500} = -5680;$$

$$E\xi_2^0 = \frac{h^3}{2D_1k^3\sin\varphi}\left(1-\mu\frac{h}{2R_2}\cdot\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{\sin\varphi}\right) =$$

$$= \frac{3{,}5^3}{2\cdot 18{,}5\cdot 10^{-6}\cdot 10{,}8^3\cdot 0{,}500}\left(1-\frac{1}{6}\cdot\frac{3{,}5}{2\cdot 12{,}0}\cdot\frac{1{,}730}{0{,}500}\right) = 1680.$$

Перемещения опорного кольца при действии единичных силовых воздействий $X_1 = 1$ и $X_2 = 1$ (табл. 20.6):

$$E\omega_1^{\text{к}} = \frac{1\cdot R^2}{I_{\text{к}}} = \frac{1\cdot 6{,}0^2}{0{,}009} = 4000;$$

$$E\xi_1^{\text{к}} = 0;$$

$$E\omega_2^{\text{к}} = 0;$$

$$E\xi_2^{\text{к}} = \frac{1R^2}{F_{\text{к}}} = \frac{1\cdot 6{,}0^2}{0{,}30} = 120.$$

Коэффициенты канонических уравнений метода сил определяем, суммируя соответствующие перемещения опорного контура оболочки и опорного кольца:

$$a_{11} = E\omega_1^0 + E\omega_1^{\text{к}} = 35\,000 + 4000 = 39\,000;$$

$$a_{21} = a_{12} = E\omega_2^0 + E\omega_2^{\text{к}} = -5680 + 0 = -5680;$$

$$a_{22} = E\xi_2^0 + E\xi_2^{\text{к}} = 1680 + 120 = 1800;$$

$$a_{1p} = E\omega_p^0 + E\omega_p^{\text{к}} = 97 + 0 = 97;$$

$$a_{2p} = E\xi_p^0 + E\omega_p^{\text{к}} = -236 - 181 = -417.$$

Решая систему канонических уравнений метода сил

$$39\,000X_1 - 5680X_2 + 97 = 0;$$

$$-5680X_1 + 1800X_2 - 417 = 0,$$

находим $X_1 = 0{,}060$ *т · м* и $X_2 = 0{,}414$ *т*.

Окончательные усилия в системе находятся суммированием усилий, вычисленных в основной системе по безмоментной теории от действия внешних нагрузок, с усилиями, вызванными краевыми воздействиями X_1 и X_2.

Например, растягивающее усилие в опорном кольце

$$N^{\kappa} = R(H - X_2) = 6{,}0\,(1{,}51 - 0{,}414) = 6{,}6 \text{ т}.$$

Аналогично в крайнем сечении оболочки по табл. 20.1 и 20.5 находим:

$$N_2 = 2\frac{gh\cos^2\varphi}{2\sin^2\varphi} + \frac{2R_2k^3\sin^2\varphi\Phi_2 X_1}{h^2} - \frac{2R_2k\sin^2\varphi\Phi_1 X_2}{h} = 2\frac{0{,}25\cdot 3{,}5\cdot 0{,}865^2}{2\cdot 0{,}500^2} +$$

$$+\frac{2\cdot 12{,}0\cdot 10{,}8^2\cdot 0{,}500^2}{3{,}5^2}\cdot 1{,}0\cdot 0{,}060 - \frac{2\cdot 12{,}0\cdot 10{,}8\cdot 0{,}500^2}{3{,}5}\times$$

$$\times 1{,}0\cdot 0{,}414 = -1{,}63 \text{ т/м}.$$

Рис. 20.4. Эпюры внутренних усилий в сечениях оболочки.

Эпюры внутренних усилий в сечениях оболочки приведены на рис. 20.4.

ЛИТЕРАТУРА

ПО РАСЧЕТУ ОБОЛОЧЕК ВРАЩЕНИЯ

Ахвледиани Н. В. К расчету оболочек вращения по методу предельного равновесия. Сообщения АН Груз. ССР, т. XVIII, № 2. Тбилиси, 1957.

Геккелер И. В. Статика упругого тела. М., ОНТИ, 1934.

Горенштейн Б. В. К расчету оболочек вращения с предварительно напряженным опорным кольцом. «Строительная механика и расчет сооружений», 1980, № 4.

Инструкция по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий. НИИЖБ—ЦНИИСК. М., Госстройиздат, 1961.

Лурье А. И. Статика тонкостенных упругих оболочек. М., Гостехиздат, 1947.

Никиреев В. М., Шадурский В. Л. Практические методы расчета оболочек. М., Госстройиздат, 1966.

Новожилов В. В. Теория тонкостенных оболочек. Л., Судпромгиз, 1951.

Овечкин А. М. Расчет железобетонных круглых резервуаров. М., Стройиздат, 1950.

Ривкин С. А. Практический метод расчета конических оболочек постоянной толщины. Сб. научных трудов КИСИ, № 9. Киев, Гостехиздат УССР, 1951.

Ривкин С. А. Расчет сборных железобетонных купольных покрытий. Пространственные конструкции в СССР. Л.—М., Госстройиздат, 1964.

Тимошенко С. П. Пластинки и оболочки. М., Гостехиздат, 1948.

Хлебной Я. Ф. К вопросу об интегрировании уравнений осесимметрично загруженных оболочек вращения. Сб. Расчет пространственных конструкций. Под ред. проф. А. А. Уманского. Вып. IV. М., Госстройиздат, 1958.

Штаерман И. Я. Расчет купола как арки на упругом основании. «Проект и стандарт», 1933, № 9.

Штаерман И. Я. К теории симметричной деформации анизотропных упругих оболочек. Известия Киевского политехнического и Киевского сельскохозяйственного институтов, 1924.

Экстрем Д. Э. Тонкостенные симметричные купола. М., ОНТИ, 1936.

Pasternak P. L. Vereinfachte Berechnung Biegebeanspruchung in dünnwandigen kreisrunden Behältern. Verhandl d. Z. Int. Kongress für tech. Mech. Zürich, 1927.

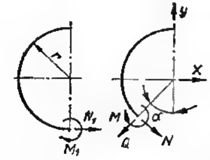
Глава 21.

ТРУБЫ

Приведенные ниже формулы охватывают расчет замкнутых круглых и прямоугольных труб на различные виды нагрузок. Формулы могут быть использованы для расчета труб, туннелей неглубокого заложения, резервуаров, а также для расчета вертикально расположенных колодцев.

В табл. 21.1 приведены формулы для расчета по упругой схеме круглых труб.

Таблица 21.1. Круглые трубы

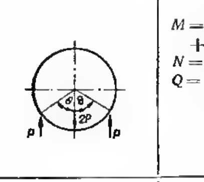
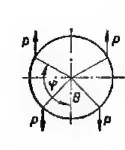
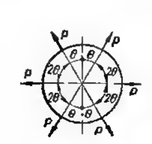


Принятые положительные направления M_1, N_1, M, N и Q изображены на рисунке.
Принятые обозначения:
- γ — удельный вес жидкости;
- $z = \sin\alpha$; $u = \cos\alpha$;
- $s = \sin\theta$; $c = \cos\theta$;
- $n = \sin\varphi$; $e = \cos\varphi$;
- $v = \sin\beta$; $w = \cos\beta$;

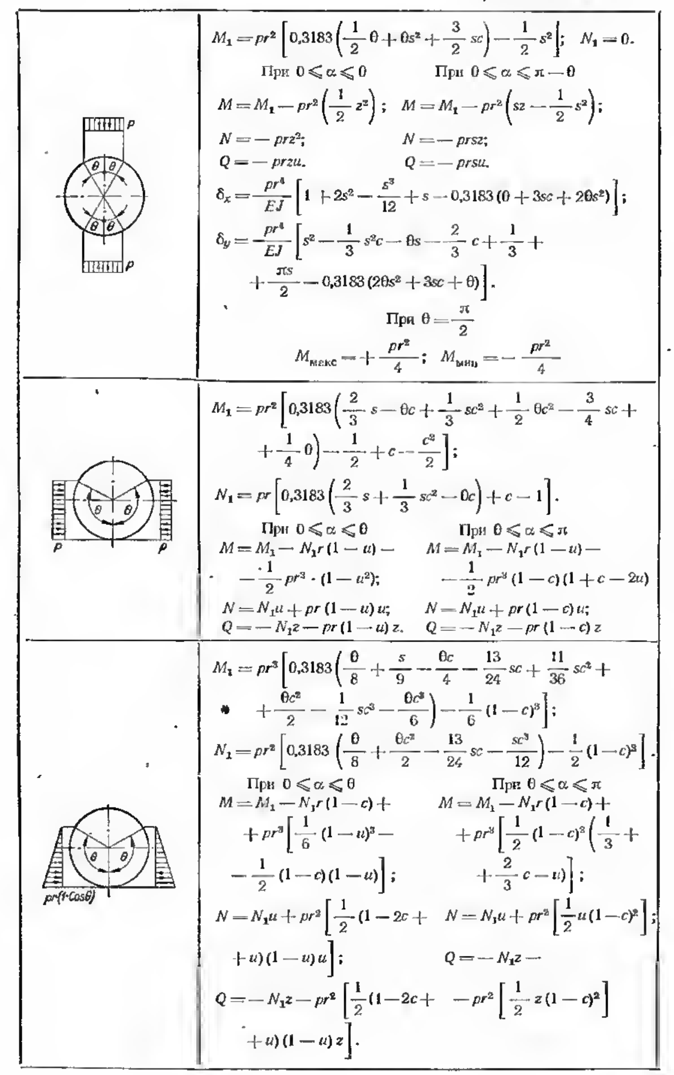
δ_x и δ_y — изменения диаметра кольца в направлениях $\bar{x}$ и $\bar{y}$.

P, P	$M = Pr\,(0{,}3183 - 0{,}5z)$; $M_{макс} = 0{,}3183Pr$ (при $\alpha = 0$); $M_{мин} = -0{,}1817Pr\left(\text{при } \alpha = \frac{\pi}{2}\right)$; $N = -0{,}5Pz$; $\delta_x = +0{,}137\frac{Pr^3}{EJ}$; $Q = -0{,}5Pu$; $\delta_y = -0{,}149\frac{Pr^3}{EJ}$
θ, θ, P, P	При $0 < \alpha \leq \theta$ $M = Pr\,[0{,}3183\,(s - c\theta + u\theta - usc) - u + c]$; $N = P\,[0{,}3183u\,(\theta - sc) - u]$; $Q = P\,[0{,}3183z\,(sc - \theta) + z]$. При $\theta < \alpha < \pi$ $M = Pr\,[0{,}3183\,(s - c\theta + u\theta + usc)]$; $N = P\,[0{,}3183u\,(\theta - sc)]$; $Q = P\,[0{,}3183z\,(sc - \theta)]$; $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}6366\,(s - c\theta) + 0{,}5\,(sc - \theta)]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}6366\,(s - c\theta) + c + 0{,}5s^2 - 1]$.
P, P, 2P	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{2}$ $M = Pr\,(0{,}3163u + z - 0{,}8183)$; $N = P\,(0{,}3183u + z)$; $Q = P\,(u - 0{,}3183z)$; При $\frac{\pi}{2} \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr\,(0{,}1817 + 0{,}3183u)$; $N = 0{,}3183Pu$; $Q = -0{,}3183Pz$. $\delta_x = -0{,}1366\frac{Pr^3}{EJ}$; $\delta_y = 0{,}1488\frac{Pr^3}{EJ}$

Продолжение табл. 21.1

	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = Pr[0{,}3183(s\theta + c + us^2 - 1) - s + z]$; $N = P(0{,}3183us^2 + z)$; $Q = P(u - 0{,}3183zs^2)$. При $0 \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr[0{,}3183(s\theta + c + us^2 - 1)]$; $N = P \cdot 0{,}3183us^2$; $Q = -P \cdot 0{,}3183zs^2$. $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(s^2 + 2) + 0{,}6366(s\theta + c - 1) - 2s]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(sc + \theta) + 0{,}6366(s\theta + c - 1) - s]$
	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = Pr[0{,}3183(uc^2 - s\theta - c) + s - 0{,}5]$; $N = P \cdot 0{,}3183uc^2$; $Q = -P \cdot 0{,}3183zc^2$. При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{2}$ $M = Pr[0{,}3183(uc^2 - s\theta - c) + z - 0{,}5]$; $N = P(0{,}3183uc^2 + z)$; $Q = P(u - 0{,}3183zc^2)$. При $\frac{\pi}{2} \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr[0{,}3183(uc^2 - s\theta - c) + 0{,}5]$; $N = P \cdot 0{,}3183uc^2$; $Q = -P \cdot 0{,}3183zc^2$. $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(s^2 + 1) - 0{,}6366(s\theta + c)]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[s - 0{,}5(sc + \theta) - 0{,}6366(s\theta + c) + 0{,}7854]$
	При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = Pr[0{,}3183(n\varphi + e - s\theta - c - us^2 + un^2) - n + s]$; $N = P \cdot 0{,}3183u(n^2 - s^2)$; $Q = P \cdot 0{,}3183z(s^2 - n^2)$. При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \varphi$ $M = Pr[0{,}3183(n\varphi + e - s\theta - c - us^2 + un^2) - n + z]$; $N = P[0{,}3183u(n^2 - s^2) + z]$; $Q = P[0{,}3183z(s^2 - n^2) + u]$. При $\varphi \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = Pr[0{,}3183(n\varphi + e - s\theta - c - us^2 + un^2)]$; $N = P \cdot 0{,}3183u(n^2 - s^2)$; $Q = P \cdot 0{,}3183z(s^2 - n^2)$. $\delta_x = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(s^2 + n^2) + 0{,}6366(n\varphi + e - s\theta - c) + 1 - 2n]$; $\delta_y = \frac{Pr^3}{EJ}[0{,}5(ne + \varphi - sc - \theta) + 0{,}6366(n\varphi + e - s\theta - c) + s - n]$
	$0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = 0{,}5Pr\left(\frac{u}{s} - \frac{1}{\theta}\right)$; $M_{макс} = 0{,}5Pr\left(\frac{1}{s} - \frac{1}{\theta}\right)$; при $\alpha = 0;\ 2\theta;\ 4\theta$; и т. д. $N = 0{,}5P\frac{1}{s}$; $M_{мин} = -0{,}5Pr\left(\frac{1}{\theta} - \operatorname{ctg}\theta\right)$ (под каждой силой); радиальные перемещения точки под грузом (наружу) $\frac{Pr^3}{2EJ}\left[\frac{1}{s^2}\left(\frac{\theta}{2} + \frac{sc}{2}\right) - \frac{1}{\theta}\right]$, радиальные перемещения точек при $\alpha = 0;\ 2\theta;\ 4\theta$ и т. д. (внутрь) $\frac{Pr^3}{2EJ} \cdot \frac{\pi}{\theta}\left(\frac{1 - c}{2\theta} - \frac{s}{4}\right)$

Продолжение табл. 21.1



$$M_1 = pr^2\left[0,3183\left(\frac{1}{2}\theta+\theta s^2+\frac{3}{2}sc\right)-\frac{1}{2}s^2\right]; \quad N_1=0.$$

При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$ | При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi-\theta$

$$M=M_1-pr^2\left(\frac{1}{2}z^2\right); \quad M=M_1-pr^2\left(sz-\frac{1}{2}s^2\right);$$

$$N=-prz^2; \quad N=-prsz;$$

$$Q=-przu. \quad Q=-prsu.$$

$$\delta_x=\frac{pr^4}{EJ}\left[1+2s^2-\frac{s^3}{12}+s-0,3183(\theta+3sc+2\theta s^2)\right];$$

$$\delta_y=-\frac{pr^4}{EJ}\left[s^2-\frac{1}{3}s^2c-\theta s-\frac{2}{3}c+\frac{1}{3}+\frac{\pi s}{2}-0,3183(2\theta s^2+3sc+\theta)\right].$$

При $\theta=\frac{\pi}{2}$

$$M_{макс}=+\frac{pr^2}{4}; \quad M_{мин}=-\frac{pr^2}{4}$$

$$M_1=pr^2\left[0,3183\left(\frac{2}{3}s-\theta c+\frac{1}{3}sc^2+\frac{1}{2}\theta c^2-\frac{3}{4}sc+\frac{1}{4}\theta\right)-\frac{1}{2}+c-\frac{c^2}{2}\right];$$

$$N_1=pr\left[0,3183\left(\frac{2}{3}s+\frac{1}{3}sc^2-\theta c\right)+c-1\right].$$

При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$

$$M=M_1-N_1r(1-u)-\frac{1}{2}pr^3\cdot(1-u^2);$$

$$N=N_1u+pr(1-u)u;$$

$$Q=-N_1z-pr(1-u)z.$$

При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi$

$$M=M_1-N_1r(1-u)-\frac{1}{2}pr^3(1-c)(1+c-2u)$$

$$N=N_1u+pr(1-c)u;$$

$$Q=-N_1z-pr(1-c)z$$

$$M_1=pr^3\left[0,3183\left(\frac{\theta}{8}+\frac{s}{9}-\frac{\theta c}{4}-\frac{13}{24}sc+\frac{11}{36}sc^2+\frac{\theta c^2}{2}-\frac{1}{12}sc^3-\frac{\theta c^3}{6}\right)-\frac{1}{6}(1-c)^3\right];$$

$$N_1=pr^2\left[0,3183\left(\frac{\theta}{8}+\frac{\theta c^2}{2}-\frac{13}{24}sc-\frac{sc^3}{12}\right)-\frac{1}{2}(1-c)^3\right].$$

При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$

$$M=M_1-N_1r(1-c)+pr^3\left[\frac{1}{6}(1-u)^3-\frac{1}{2}(1-c)(1-u)\right];$$

$$N=N_1u+pr^2\left[\frac{1}{2}(1-2c+u)(1-u)u\right];$$

$$Q=-N_1z-pr^2\left[\frac{1}{2}(1-2c+u)(1-u)z\right].$$

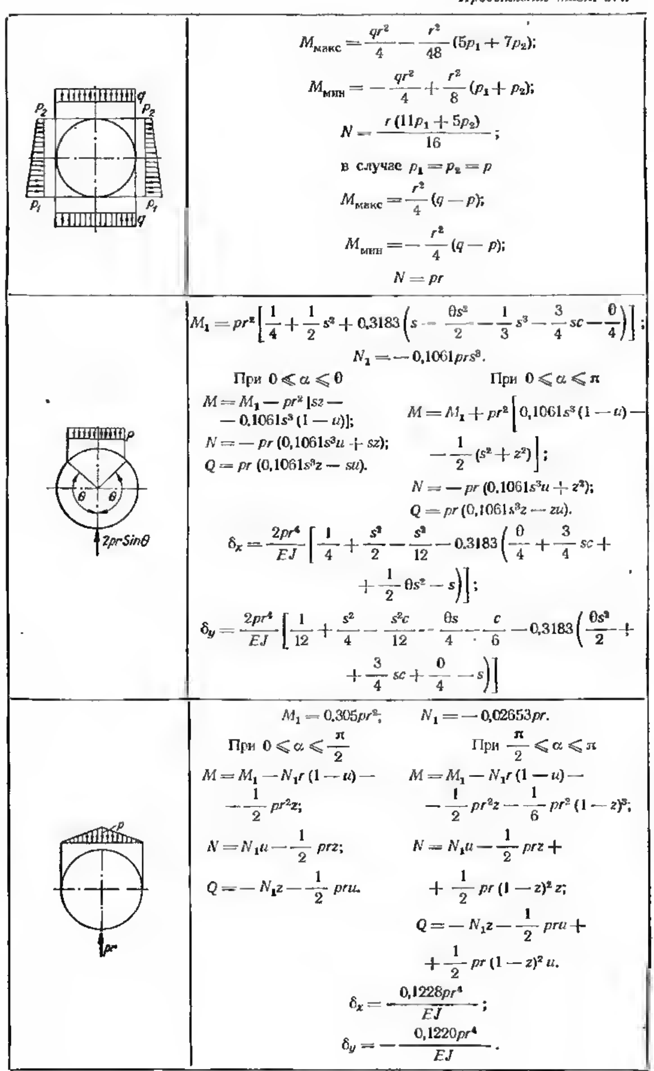
При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi$

$$M=M_1-N_1r(1-c)+pr^3\left[\frac{1}{2}(1-c)^2\left(\frac{1}{3}+\frac{2}{3}c-u\right)\right];$$

$$N=N_1u+pr^2\left[\frac{1}{2}u(1-c)^2\right];$$

$$Q=-N_1z-pr^2\left[\frac{1}{2}z(1-c)^2\right]$$

Продолжение табл. 21.1



$$M_{макс} = \frac{qr^2}{4} - \frac{r^2}{48}(5p_1 + 7p_2);$$

$$M_{мин} = -\frac{qr^2}{4} + \frac{r^2}{8}(p_1 + p_2);$$

$$N = \frac{r(11p_1 + 5p_2)}{16};$$

в случае $p_1 = p_2 = p$

$$M_{макс} = \frac{r^2}{4}(q - p);$$

$$M_{мин} = -\frac{r^2}{4}(q - p);$$

$$N = pr$$

$$M_1 = pr^2\left[\frac{1}{4} + \frac{1}{2}s^2 + 0{,}3183\left(s - \frac{\theta s^2}{2} - \frac{1}{3}s^3 - \frac{3}{4}sc - \frac{\theta}{4}\right)\right];$$

$$N_1 = -0{,}1061prs^3.$$

При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$

$$M = M_1 - pr^2[sz - 0{,}1061s^3(1 - u)];$$

$$N = -pr(0{,}1061s^3u + sz);$$

$$Q = pr(0{,}1061s^3z - su).$$

При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \pi$

$$M = M_1 + pr^2\left[0{,}1061s^3(1 - u) - \frac{1}{2}(s^2 + z^2)\right];$$

$$N = -pr(0{,}1061s^3u + z^2);$$

$$Q = pr(0{,}1061s^3z - zu).$$

$$\delta_x = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{1}{4} + \frac{s^2}{2} - \frac{s^3}{12} - 0{,}3183\left(\frac{\theta}{4} + \frac{3}{4}sc + \frac{1}{2}\theta s^2 - s\right)\right];$$

$$\delta_y = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{1}{12} + \frac{s^2}{4} - \frac{s^2c}{12} - \frac{\theta s}{4} - \frac{c}{6} - 0{,}3183\left(\frac{\theta s^2}{2} + \frac{3}{4}sc + \frac{\theta}{4} - s\right)\right]$$

$$M_1 = 0{,}305pr^2; \qquad N_1 = -0{,}02653pr.$$

При $0 \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{2}$

$$M = M_1 - N_1r(1 - u) - \frac{1}{2}pr^2z;$$

$$N = N_1u - \frac{1}{2}prz;$$

$$Q = -N_1z - \frac{1}{2}pru.$$

При $\frac{\pi}{2} \leqslant \alpha \leqslant \pi$

$$M = M_1 - N_1r(1 - u) - \frac{1}{2}pr^2z - \frac{1}{6}pr^2(1 - z)^3;$$

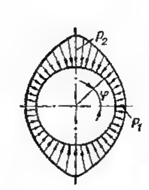
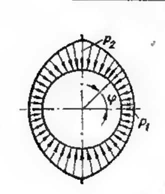
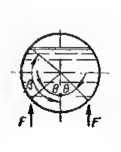
$$N = N_1u - \frac{1}{2}prz + \frac{1}{2}pr(1 - z)^2z;$$

$$Q = -N_1z - \frac{1}{2}pru + \frac{1}{2}pr(1 - z)^2u.$$

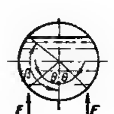
$$\delta_x = \frac{0{,}1228pr^4}{EJ};$$

$$\delta_y = -\frac{0{,}1220pr^4}{EJ}.$$

Продолжение табл. 21.1

	$M_1 = pr^2[c - 0{,}3183(\theta c - \theta) - 1]$; $N_1 = pr[0{,}3183(s - \theta c) + c - 1]$. При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$ $M = M_1 - N_1 r(1-u) - pr^2(1-u-sz)$; $N = N_1 u + pr(sz + u - 1)$; $Q = -N_1 z + pr(su - z)$. При $0 \leqslant \alpha \leqslant \pi$ $M = M_1 - N_1 r(1-u) - pr^2(cu - u)$; $N = N_1 u + pr(u - cu)$; $Q = N_1 z + pr(cz - z)$. $\delta_x = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{\theta c}{4} + 0{,}3183\theta - 0{,}5683s\right]$, где $\theta < \frac{\pi}{2}$; $\delta_y = \frac{2pr^4}{EJ}\left[\frac{\theta s}{4} + 0{,}3183\theta + \frac{c}{2} - 1{,}6817s - \frac{1}{2}\right]$.
	Закон изменения нагрузки $p = p_1 + (p_2 - p_1)\frac{2\varphi}{\pi}$ или $p = p_2\xi + p_2(1-\xi)\frac{2\varphi}{\pi}$, где $\xi = \frac{p_1}{p_2}$; $M_{макс} = -M_{мин} = 0{,}137 p_2 r^2 (1-\xi)$; $N = p_2 r\left[\xi + \frac{2}{\pi}(1-\xi)\right]$ (при $\varphi = 0$); $N = p_2 r\left[1 - \frac{2}{\pi}(1-\xi)\right]$ $\left(при\ \varphi = \frac{\pi}{2}\right)$; $\delta_x = -\delta_y = 0{,}18\frac{p_2 r^4}{EJ}(1-\xi)$
	Закон изменения нагрузки $p = p_1[1 - (\xi - 1)\sin\alpha]$, или $p = p_1(1 - \xi'\sin\alpha)$, где $\xi' = \xi - 1 = \frac{p_2}{p_1} - 1$; $\xi = \frac{p_2}{p_1}$. При $\varphi = 0$ $M = -0{,}1488 p_1 r^2 \xi'$; $N = p_1 r(1 + 0{,}7854\xi')$. При $\varphi = \frac{\pi}{2}$ $M = 0{,}1366 p_1 r^2 \xi'$; $N = p_1 r(1 + 0{,}50\xi')$
	$F = \frac{1}{4}\gamma r^2(2\beta - \sin 2\beta)$; $M_1 = \gamma r^2\left[0{,}6366\left(\frac{1}{2}\beta w - \frac{3}{8}\beta - \frac{1}{2}v + \frac{5}{8}vw - \frac{1}{4}\beta w^2\right) + w^2 - w + \frac{1}{2}v^2\right] + 0{,}3183Fr(1 + c + \theta s - \pi s + s^2)$; $N_1 = \gamma r^2\left[\frac{v^2}{2} - w + w^2 + 0{,}3183\left(\frac{3}{4}vw - \frac{1}{2}\beta w^2 - \frac{\beta}{4}\right)\right] + \frac{1}{\pi}Fs^2$.

Продолжение табл. 21.1



При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) + \gamma r^2\left(\frac{\alpha z}{2} - w + wu\right);$$

$$N = N_1 u + 0{,}3183 F u s^2 + \gamma r^2\left(\frac{\alpha z}{2} - w + wu\right);$$

$$Q = -N_1 z - 0{,}3183 F z s^2 + \gamma r^2\left(\frac{\alpha u}{2} + \frac{z}{2} - wz\right).$$

При $0 \leqslant \alpha \leqslant \beta$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) + \gamma r^2\left(\frac{\alpha z}{2} - w + wu\right) - Fr(z-s);$$

$$N = N_1 u + F(0{,}3183 u s^2 - z) + \gamma r^2\left(\frac{\alpha z}{2} - w + wu\right);$$

$$Q = -N_1 z - F(0{,}3183 z s^2 + u) + \gamma r^2\left(\frac{\alpha u}{2} + \frac{z}{2} - wz\right).$$

При $\beta \leqslant \alpha \leqslant \pi$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) + \gamma r^3\left[z\left(\frac{\beta}{2} - \frac{vw}{2}\right) + u\left(w - w^2 - \frac{v^2}{2}\right)\right] - Fr(z-s);$$

$$N = N_1 u + F(0{,}3183 u s^2 - z) + \gamma r^2\left(\frac{\beta z}{2} - \frac{vwz}{2} - \frac{v^2 u}{2} - w^2 u + wu\right);$$

$$Q = -N_1 z - F(0{,}3183 z s^2 + u) + \gamma r^2\left(\frac{\beta u}{2} - \frac{vwu}{2} + \frac{v^2 z}{2} + w^2 z - wz\right).$$

При $\beta < \frac{\pi}{2}$

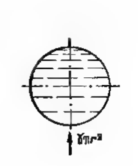
$$\delta_x = \frac{2}{EJ}\left\{Fr^2\left[0{,}3183(2 + \theta s + c) + \frac{s^2}{4} - s\right] - \gamma r^5\left(0{,}1533\beta + \frac{\beta w^3}{8} - 0{,}3183(v - \beta w) - 0{,}2783 vw\right)\right\}.$$

При $\beta > \frac{\pi}{2}$

$$\delta_x = \frac{2}{EJ}\left\{Fr^2\left[0{,}3183(1 + \theta s + c) + \frac{s^3}{4} - s\right] - \gamma r^2\left(0{,}3183 v - 0{,}3183\beta w - 0{,}3467 vw + 0{,}2217\beta + w + \frac{\beta \omega^3}{8} - \frac{\pi w^3}{4} - \frac{\pi v^2}{8} - \frac{\pi}{16}\right)\right\};$$

$$\delta_y = \frac{2}{EJ}\left\{Fr^2\left[0.3183(\theta s + c) + \frac{1}{4}(sc + \theta) - 0{,}567\right] - \gamma r^5\left(0{,}1591 v - 0{,}4773\beta w + 0{,}711 vw + \frac{\beta^2}{16} - \frac{1}{8}\beta v w - \frac{v^2}{16} - \frac{w^2}{2} + \frac{w}{2} + \frac{wv^2}{4} - \frac{3}{8}v^2 w^2 - \frac{v^4}{4} - 0{,}3927\beta\right)\right\}$$

Продолжение табл. 21.1



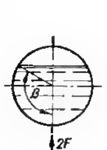
$$M_1 = \frac{3}{4}\gamma r^2; \quad N_1 = \frac{5}{4}\gamma r^2; \quad M_{\text{макс}} = M_1;$$

$M_{\text{мин}} = -0{,}321\gamma r^2$ (при $\alpha = 1{,}3$ рад. (74,6°).

$$M = \gamma r^2\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4}u - \frac{1}{2}\pi z + \frac{1}{2}\alpha z\right); \quad \delta_x = 0{,}2146\frac{\gamma r^5}{EJ};$$

$$N = \gamma r^2\left(1 + \frac{1}{4}u - \frac{1}{2}\pi z + \frac{1}{2}\alpha z\right); \quad \delta_y = -0{,}2337\frac{\gamma r^5}{EJ}$$

$$Q = \gamma r^2\left(\frac{1}{2}\alpha u + \frac{1}{4}z - \frac{1}{2}\pi u\right);$$



$$F = \frac{1}{4}\gamma r^2(2\beta - \sin 2\beta);$$

$$M_1 = \gamma r^2\left[0{,}6366\left(\frac{\beta w}{2} - \frac{3}{8}\beta - \frac{v}{2} + \frac{5}{8}vw - \frac{1}{4}\beta w^2\right) + w^2 - w + \frac{1}{2}v^2\right] + 0{,}6366Fr;$$

$$N_1 = \gamma r^2\left[\frac{1}{2}v^2 - w + w^2 + 0{,}3183\left(\frac{3}{4}vw - \frac{1}{2}\beta w^2 - \frac{1}{4}\beta\right)\right].$$

При $0 \leqslant \alpha \leqslant \beta$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) - Frz + \gamma r^2\left(\frac{1}{2}\alpha z - w + wu\right);$$

$$N = N_1 u - Fz + \gamma r^2\left(\frac{1}{2}\alpha z - w + wu\right);$$

$$Q = -N_1 z - Fu + \gamma r^2\left(\frac{1}{2}\alpha u + \frac{z}{2} - wz\right).$$

При $\beta \leqslant \alpha \leqslant \pi$

$$M = M_1 - N_1 r(1-u) - Frz + \gamma r^2\left[\frac{z}{2}(\beta - vw) + u\left(w - w^2 - \frac{v^3}{2}\right)\right];$$

$$N = N_1 u - Fz + \gamma r^2\left[\frac{z}{2}(\beta - vw) + u\left(w - w^2 - \frac{v^2}{2}\right)\right];$$

$$Q = -N_1 z - Fu + \gamma r^2\left[\frac{u}{2}(\beta - vw) - z\left(w - w^2 - \frac{v^2}{2}\right)\right].$$

При $\beta < \frac{\pi}{2}$

$$\delta_x = \frac{2}{EJ}\left\{0{,}1366Fr^3 + \gamma r^5\left[0{,}1533\beta + \frac{\beta w^2}{8} - 0{,}3183(v - \beta w) - 0{,}2783vw\right]\right\}.$$

При $\beta > \frac{\pi}{2}$

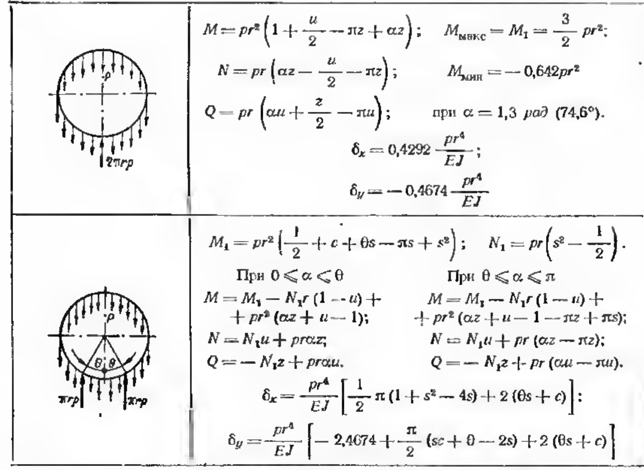
$$\delta_x = \frac{2}{EJ}\left\{0{,}1366Fr^2 - \gamma r^5\left[0{,}3183(v - \beta w) - 0{,}3467vw + 0{,}2217\beta + w + \frac{\beta w^2}{8} - \frac{\pi}{4}w^2 - \frac{\pi}{8}v^2 - \frac{\pi}{16}\right]\right\};$$

$$\delta_y = \frac{2}{EJ}\left[-0{,}1488Fr^3 - \gamma r^5\left(0{,}1591v - 0{,}4773\beta w + 0{,}711vw + \frac{\beta^2}{16} - \frac{1}{8}\beta vw - \frac{v^2}{16} - \frac{1}{2}w^2 + \frac{1}{2}w + \frac{1}{4}wv^2 - \frac{3}{8}v^2w^2 - \frac{1}{4}v^4 - 0{,}3927\beta\right)\right]$$

Продолжение табл. 21.1

θ; θ; $\frac{\gamma\pi r^2}{2}$; $\frac{\gamma\pi r^2}{2}$	$M_1=\gamma r^3\left(\frac{1}{4}-\frac{\pi}{2}s+\frac{\theta s}{2}+\frac{c}{2}+\frac{s}{2}\right)$; $N_1=\gamma r^2\left(\frac{s}{2}+\frac{5}{4}\right)$. При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$: $M=\gamma r^3\frac{1}{2}\left(\frac{u}{2}+\alpha z-\pi s+\theta s+c+us^2\right)$; $N=\gamma r^2\frac{1}{2}\left(2+\frac{u}{2}+\alpha z+us^3\right)$; $Q=\gamma r^2\frac{1}{2}\left(\alpha u+\frac{z}{2}-zs^2\right)$. При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi$: $M=\gamma r^3\frac{1}{2}\left(\frac{u}{2}-\pi z+\alpha z+\theta+c+us^2\right)$; $N=\gamma r^2\left(1+1{,}8208u-\frac{\pi z}{2}+\frac{\alpha z}{2}-\frac{zs^2}{2}\right)$; $Q=\gamma r^2\frac{1}{2}\left(\alpha u+\frac{z}{2}-\pi u-zs^2\right)$. $\delta_x=\frac{\gamma r^5}{EJ}\left[\frac{s^2}{2}-2s+0{,}6366(\theta s+c)+0{,}578\right]$; $\delta_y=\frac{\gamma r^5}{EJ}\left[\frac{sc}{2}+\frac{\theta}{2}+0{,}6366(\theta s+c)-s-0{,}8703\right]$
M_0; M_0	При $0\leqslant\alpha\leqslant\frac{\pi}{2}$: $M=M_0\left(0{,}6366u-\frac{1}{2}\right)$. При $\frac{\pi}{2}\leqslant\alpha\leqslant\pi$: $M=M_0\left(0{,}6366u+\frac{1}{2}\right)$. $N=0{,}6366\frac{M_0}{r}u$; $Q=-0{,}6366\frac{M_0}{r}z$; $\delta_x=\delta_y=0$; $M_{макс}=-M_{мин}=\frac{1}{2}M_0$
θ; θ; M_0; M_0	При $0\leqslant\alpha\leqslant\theta$: $M=M_0[0{,}3183(2us+\theta)-1]$; $N=\frac{M_0}{r}\cdot0{,}6366us$; $Q=-\frac{M_0}{r}\cdot0{,}6366zs$. При $\theta\leqslant\alpha\leqslant\pi$: $M=M_0[0{,}3183(2us+\theta)]$; $N=\frac{M_0}{r}\cdot0{,}6366us$; $Q=-\frac{M_0}{r}\cdot0{,}6366zs$. $\delta_x=\frac{M_0r^2}{EJ}(0{,}6366\theta-s)$; $\delta_y=\frac{M_0r^2}{EJ}(0{,}6366\theta+c-1)$

Продолжение табл. 21.1



p, $2\pi rp$	$M = pr^2\left(1 + \frac{u}{2} - \pi z + \alpha z\right)$; $M_{макс} = M_1 = \frac{3}{2}pr^2$; $N = pr\left(\alpha z - \frac{u}{2} - \pi z\right)$; $M_{мин} = -0{,}642pr^2$ $Q = pr\left(\alpha u + \frac{z}{2} - \pi u\right)$; при $\alpha = 1{,}3$ *рад* (74,6°). $\delta_x = 0{,}4292\frac{pr^4}{EJ}$; $\delta_y = -0{,}4674\frac{pr^4}{EJ}$
p, θ, θ, πrp, πrp	$M_1 = pr^2\left(\frac{1}{2} + c + \theta s - \pi s + s^2\right)$; $N_1 = pr\left(s^2 - \frac{1}{2}\right)$. При $0 \leqslant \alpha \leqslant \theta$: $M = M_1 - N_1 r(1 - u) + pr^2(\alpha z + u - 1)$; $N = N_1 u + pr\alpha z$; $Q = -N_1 z + pr\alpha u$. При $\theta \leqslant \alpha \leqslant \pi$: $M = M_1 - N_1 r(1 - u) + pr^2(\alpha z + u - 1 - \pi z + \pi s)$; $N = N_1 u + pr(\alpha z - \pi z)$; $Q = -N_1 z + pr(\alpha u - \pi u)$. $\delta_x = \frac{pr^4}{EJ}\left[\frac{1}{2}\pi(1 + s^2 - 4s) + 2(\theta s + c)\right]$; $\delta_y = \frac{pr^4}{EJ}\left[-2{,}4674 + \frac{\pi}{2}(sc + \theta - 2s) + 2(\theta s + c)\right]$

Данные для расчета круглых железобетонных труб по методу предельного равновесия приведены в табл. 21.2. Расчетные формулы даны для четырех наиболее часто встречающихся на практике видов нагрузок.

Рис. 21.1. Схема разрушения трубы вследствие образования четырех пластических шарниров.

Формулы выведены в предположении разрушения труб вследствие образования четырех пластических шарниров в точках 1, 2, 3 и 4 по концам вертикального и горизонтального диаметров (рис. 21.1).

В формулах табл. 21.2 приняты следующие обозначения:

P — расчетная сосредоточенная нагрузка;
q и p — расчетные распределенные нагрузки;
ξ — коэффициент, характеризующий интенсивность боковых давлений грунта;
h — толщина стенки трубы;
h_{01} и h_{02} — полезная высота сечений 1 и 2;
F_{a1} — площадь сечения растянутой кольцевой (внутренней) арматуры в сечении 1 на участке шириной b вдоль образующей;
F_{a2} — то же, наружной арматуры в сечении 2;
F_a — площадь сечения симметричной внутренней и наружной кольцевой арматур ($F_a = F_{a1} = F_{a2}$);
a_1' — расстояние от крайнего сжатого волокна бетона до центра тяжести сжатой арматуры в сечении 1;
a_2' — то же, в сечении 2;
h_a — расстояние между центрами тяжести арматур F_{a1} и F_{a2};
$r_в$ — внутренний радиус трубы;
D — осевой диаметр трубы;
R_a — расчетное сопротивление арматуры.

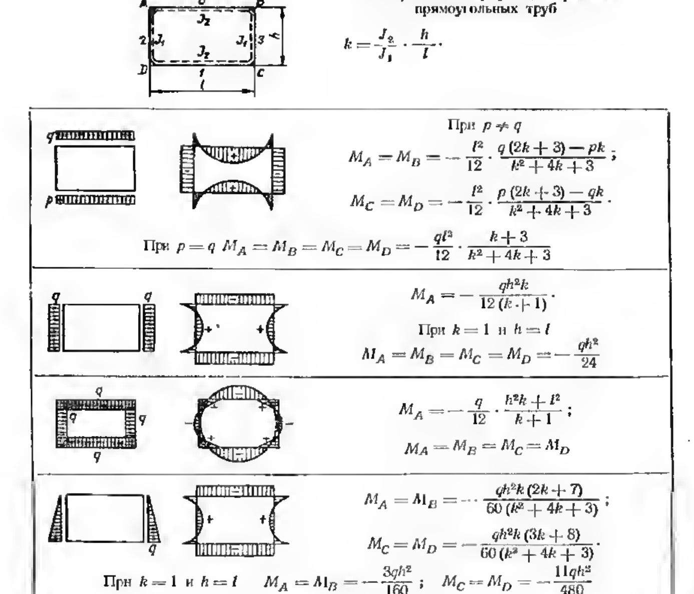
В табл. 21.3 приведены формулы для расчета одноконтурных прямоугольных замкнутых труб в упругой стадии.

Таблица 21.2. **Предельные значения нагрузок [P] и [q] для круглых железобетонных труб**

$k = 2R_a[F_{a1}(h_{01} - a_1') + F_{a2}(h_{02} - a_2')]$ — при несимметричном армировании;
$k = 4F_a R_a h_a$ — при симметричном армировании.

Схемы нагружения	Несимметричное армирование	Симметричное армирование	
	[P]; [q]	[P]; [q]	F_a
	$\dfrac{k}{r_в + a_2'}$	$\dfrac{k}{r_в + a'}$	$P\,\dfrac{r_в + a'}{4R_a h_a}$
	$\dfrac{k}{(r_в + a_2')^2 - (h - a_2')^2}$	$\dfrac{k}{(r_в + a')^2 - h_0^2}$	$q\,\dfrac{(r_в + a')^2 - h_0^2}{4R_a h_a}$
$\Phi_1 = (r_в + a_2')^2 - (h - a_2')^2 - \xi (D + h)[0{,}25(D + h) - a_1']$; $\Phi_2 = (r_в + a')^2 - h_0^2 - \xi (D + h)[0{,}25(D + h)a']$	$\dfrac{k}{\Phi_1}$	$\dfrac{k}{\Phi_2}$	$q\,\dfrac{\Phi_2}{4R_a h_a}$
$q_\alpha = p + q(1 - \xi)\dfrac{2\alpha}{\pi}$; $\xi = \dfrac{p}{q}$; $\Phi_3 = (D + h)\left\{(r_в + a_2')[\pi\xi + 2(1 - \xi)] - \left(\dfrac{D}{2} + \dfrac{h}{2} - a_1'\right) \times [\pi - 2(1 - \xi)]\right\}$; $\Phi_4 = (D + h)\left\{(r_в + a')[\pi\xi + 2(1 - \xi)] - \left(\dfrac{D}{2} + \dfrac{h}{2} - a'\right) \times [\pi - 2(1 - \xi)]\right\}$	$\dfrac{\pi k}{\Phi_3}$	$\dfrac{\pi k}{\Phi_4}$	$q\,\dfrac{\Phi_4}{4\pi R_a h_a}$

Таблица 21.3. Формулы для расчета прямоугольных труб



$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}.$$

При $p \neq q$

$$M_A = M_B = -\frac{l^2}{12} \cdot \frac{q(2k+3) - pk}{k^2+4k+3};$$

$$M_C = M_D = -\frac{l^2}{12} \cdot \frac{p(2k+3) - qk}{k^2+4k+3}.$$

При $p = q$ $M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{k+3}{k^2+4k+3}$

$$M_A = -\frac{qh^2k}{12(k+1)}.$$

При $k = 1$ и $h = l$

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{qh^2}{24}$$

$$M_A = -\frac{q}{12} \cdot \frac{h^2k + l^2}{k+1};$$

$$M_A = M_B = M_C = M_D$$

$$M_A = M_B = -\frac{qh^2k(2k+7)}{60(k^2+4k+3)};$$

$$M_C = M_D = -\frac{qh^2k(3k+8)}{60(k^2+4k+3)}.$$

При $k = 1$ и $h = l$ $M_A = M_B = -\frac{3qh^2}{160}$; $M_C = M_D = -\frac{11qh^2}{480}$

ЛИТЕРАТУРА
К РАСЧЕТУ ТРУБ

Гнедовский В. И. Трубы под железнодорожными насыпями. М., Трансжелдориздат, 1938.

Давыдов С. С. Расчет и проектирование подземных конструкций. М., Стройиздат, 1950.

Ермолов А. И., Смирнов А. П. Железобетонные напорные трубопроводы. М., Госстройиздат, 1932.

Клейн Г. К. Расчет труб, уложенных в земле. М., Госстройиздат, 1967.

Клейн Г. К., Черкасов И. И. Упруго-пластическая деформация кругового кольца. «Вестник инженеров и техников», 1957, № 1.

Клейн Г. К. Строительная механика сыпучих тел. М., Госстройиздат, 1956.

Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г. Стальные листовые конструкции. М., Госстройиздат, 1956.

Лопатин Б. В. Тепловые сети. Строительные конструкции и их расчет. Ивановский энергетический институт им. В. И. Ленина. М., Госстройиздат, 1954.

Машиностроение. Энциклопедический справочник. Т. 1, кн. 2. М., Машгиз, 1948.

Овсянкин В. Н. Железобетонные напорные трубы. М., Стройиздат, 1951.

Справочник по мелиорации и гидротехнике. Т. 1. ВНИИГиМ. М.— Л., 1934. Справочник по гидротехнике. М., Госстройиздат, 1955.

Толмачев К. Х. Трубы на автомобильных дорогах. М., Дориздат, 1946.

Улицкий И. И. Определение несущей способности круглых железобетонных труб по методу предельного равновесия. Сб. научных трудов КИСИ, № 9. Киев, Гостехиздат УССР, 1951.

Улицкий И. И. Определение несущей способности круглых железобетонных труб по методу предельного равновесия. «Строительная промышленность», № 9, 1952.

Четвернин Л. А. Проектирование, расчет и конструирование водопроводно-канализационных опускных сооружений. М., Изд. Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1953.

Четвернин Л. А. Проектирование и строительство сборных железобетонных коллекторов. М., Госстройиздат, 1958.

Ярошенко В. А., Андреев О. В., Прокопович А. Г. Водопропускные трубы под железнодорожными насыпями. М., Трансжелдориздат, 1952.

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

В разделе приведены установленные СНиП II-А. 11—62 классификация постоянных и временных (длительных, кратковременных и особых) нагрузок и указания по сочетанию нагрузок при учете их совместного действия; перечень постоянных и временных нормативных нагрузок с соответствующими коэффициентами перегрузки; данные по нормативным нагрузкам от веса строительных конструкций и грунтов, нагрузкам на перекрытия промышленных, жилых и общественных зданий; крановым, снеговым и ветровым нагрузкам; данные по учету сейсмических и температурных воздействий.

При расчете бетонных и железобетонных конструкций учет нагрузок и воздействий следует производить в зависимости от того, по какому предельному состоянию ведется расчет, а также от стадии работы (эксплуатация конструкции — стадия А или ее изготовление, хранение, транспортирование и монтаж — стадия Б).

Порядок учета нагрузок и воздействий приведен в разделе I (табл. 2, 3).

Глава 22

НАГРУЗКИ

КЛАССИФИКАЦИЯ НАГРУЗОК

Нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные (временные длительные, кратковременные и особые).

К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся: вес постоянных частей зданий и сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление, воздействие предварительного напряжения конструкций.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относятся: вес стационарного оборудования (станков, аппаратов, моторов, емкостей, ленточных транспортеров, подвесных конвейеров и т. п.), а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование в процессе его эксплуатации; нагрузки на перекрытия складских помещений, холодильников, зернохранилищ, книгохранилищ, архивов, библиотек и подобных зданий и помещений; вес некоторых частей здания или сооружения, положение которых в процессе эксплуатации может измениться (например, перегородок, воспринимающих только собственный вес); давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах; длительные температурные воздействия стационарного оборудования; вес слоя воды на водонаполненных плоских покрытиях.

* Раздел IV составлен в соответствии со следующими разделами «Строительных норм и правил» (с учетом всех дополнений и изменений к ним): СНиП II-А. 10—62. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования; СНиП II-А. 11—62. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования; СНиП II-А. 12—69. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования; СНиП II-А. 6—69. Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования; СН 355 — 66. Указания по определению нагрузок от подвесных кранов.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся: нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (кранов, тельферов и т. п.), используемого при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений; нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий от веса людей, мебели и подобного легкого оборудования; вес людей, деталей, ремонтных материалов в зонах обслуживания оборудования (проходах, проездах и других свободных от оборудования участках); снеговые нагрузки; ветровые нагрузки; температурные климатические воздействия; нагрузки, возникающие при перевозке и монтаже строительных конструкций, при монтаже или перестановке оборудования, а также нагрузки от веса складываемых материалов и изделий, применяемых при строительстве или реконструкции зданий и сооружений; непродолжительные температурные воздействия при включении или выключении оборудования; нагрузки при кратковременных испытаниях оборудования.

Временную нагрузку в помещениях жилых и общественных зданий, где преобладает вес оборудования или возможно частое появление близких к нормативной интенсивности скоплений людей, следует относить к длительным временным нагрузкам (нагрузки в залах и фойе кино, театров, клубов, в концертных и выставочных залах, на трибунах стадионов и спортивных арен и т. п.).

К особым нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические воздействия; нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования; воздействия просадок основания, обусловленных коренным изменением структуры грунта (уплотнение просадочных грунтов при их замачивании, просадки грунтов в районах горных выработок и т. п.).

СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

Здания, сооружения и конструкции находятся под действием разнообразных сочетаний постоянных и временных нагрузок. При учете совместного действия нагрузок, в соответствии с СНиП II-А. 11—62, следует принимать три наиболее невыгодные сочетания нагрузок: *основные*, составляемые из постоянных и временных длительных нагрузок и одной возможной кратковременной нагрузки (наиболее существенно влияющей на напряженное состояние рассматриваемого сечения, элемента или всей конструкции); *дополнительные* — из постоянных, временных длительных и всех кратковременных нагрузок, при числе их не менее двух; *особые* — из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной особой нагрузки.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от одного или двух мостовых кранов (на одном или разных путях) следует рассматривать при учете сочетаний как одну кратковременную нагрузку.

Совместное действие снеговой нагрузки с одним или двумя мостовыми кранами, исключая случай двух кранов легкого и среднего режимов работы, следует учитывать в основном сочетании.

Совместное действие снеговой нагрузки с двумя кранами легкого и среднего режимов работы, а также одновременное воздействие трех или четырех мостовых кранов (независимо от их режима и учета других кратковременных нагрузок) следует рассматривать в дополнительном сочетании.

При расчете конструкций и оснований с учетом дополнительных сочетаний нагрузок величины расчетных кратковременных нагрузок (или соответствующих им усилий в конструкции) следует умножать на коэффициент, равный 0,9, а при расчете с учетом особых сочетаний — 0,8, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах и других специальных нормах.

Порядок учета в сочетаниях динамических нагрузок от оборудования устанавливается действующими нормативными документами по проектированию фундаментов и несущих конструкций зданий под машины с динамическими нагрузками.

ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ

Нормативные нагрузки от веса строительных конструкций и грунтов следует определять по проектным размерам в соответствии с данными об объемных весах материалов и данными изысканий и исследований грунтов.

В табл. 22.1 и 22.2 приведены данные для определения нормативных нагрузок от собственного веса материалов и конструкций.

Коэффициенты перегрузки для нагрузок от веса строительных конструкций и грунтов приведены в табл. 22.3. Указанные в скобках значения коэффициентов перегрузки принимаются в тех случаях, когда уменьшение нагрузок от веса строительных конструкций и грунтов вызывает ухудшение работы конструкций, например при расчете конструкций на устойчивость положения против всплытия, опрокидывания и скольжения.

Приведенные в п. 3 и 4 табл. 22.3 коэффициенты перегрузки относятся к объемному весу грунтов.

Собственный вес элементов сборных конструкций при расчете на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности 1,5; при этом коэффициент перегрузки к собственному весу элемента не вводится.

Таблица 22.1. Объемные веса некоторых материалов

Материалы	Объемный вес, $кг/м^3$
Изделия из асбеста	
Асбестоцементные плиты и листы	1900
Асбестоцементные термоизоляционные плиты	300—500
Асфальтовые материалы	
Асфальт в полах и стяжках	1800
Асфальтобетон	2100
Бетон вибрированный	
Тяжелый бетон на гравии или щебне из природного камня	2400
Тяжелый бетон на кирпичном щебне	2000
Шлакобетон с зернами шлака предельной крупностью 40 *мм* проектной марки:	
35	1000
50	1200
75	1400
Шлакопесчаный бетон с зернами шлака предельной крупностью 20 *мм* проектной марки:	
100	1650
150	1750
Шлакопесчаный бетон с зернами шлака предельной крупностью 10 *мм* проектной марки:	
150	1650
200	1800
Керамзитобетон с зернами керамзита предельной крупностью 20 *мм* проектной марки:	
35	700
50	800
75	900
Керамзитопесчаный бетон с зернами керамзита предельной крупностью 10 *мм* проектной марки:	
150	1350
200	1500
Железобетон	
Объемный вес железобетона при содержании арматуры до 3% может приниматься на 100 $кг/м^3$ больше объемного веса примененного бетона; при содержании арматуры более 3% объемный вес железобетона должен определяться как сумма весов бетона и арматуры на единицу объема конструкции.	

Продолжение табл. 22.1

Материалы	Объемный вес, $кг/м^3$
Гипсовые изделия и материалы	
Плиты и камни из чистого гипса	1100
Плиты и камни гипсовые с органическими наполнителями	700
Гипсобетон на доменном гранулированном шлаке	1000
Гипсобетон на топливном (котельном) шлаке	1300
Пеногипс и газогипс	500
Смазки и засыпки	
Смазка в перекрытиях (в сухом состоянии):	
глино-песчаная	1800
глино-шлаковая	1300
глино-соломенная	1000
глино-опилочная	800
Засыпка из сухого песка	1600
гидрофобного песка	1500
сухой просеянной растительной земли	1400
трепела (диатомита)	500
пемзы и туфа	400—600
керамзита	500—900
Дерево и изделия из него	
Сосна и ель	550
Дуб	800
Стружка в плотной набивке	300
Опилки древесные	250
» антисептированные	300
Плиты смолоопилочные	300
Фибролит на магнезиальном цементе или портландцементе	250—600
Термиз	350—700
Фибробитуминозные плиты	380—425
Плиты древесноволокнистые бесцементные	150—600
Листы древесноволокнистые жесткие (сухая органическая штукатурка)	700
Фанера клееная	600
Металлы	
Сталь строительная	7850
Чугунные детали	7200
Сплавы алюминия	2800
Камни естественные	
Мрамор, гранит, базальт	2800
Песчаники и кварциты	2400
Известняки тяжелые	1700—2000
Известняк-ракушечник	1400
Известняковый туф	1300
Артикский туф	1200
Кладка из естественного камня на тяжелом растворе	
Кладка из камней правильной формы при объемном весе камня, $кг/м^3$:	
2800	2680
2000	1960
1200	1260
Кладка из камней неправильной формы при объемном весе камня, $кг/м^3$:	
2800	2420
2000	1900
1200	1380
Стекло и изделия из него	
Стекло оконное	2500
Вата стеклянная	200
Газостекло или пеностекло	300—500
Изделия из торфа	
Плиты термоизоляционные	250
Шлак и изделия из него	
Шлак топливный	700—1000
» доменный гранулированный	600—900
Шлаковый кирпич	1400

Продолжение табл. 22.1

Материалы	Объемный вес, $кг/м^3$
Разные материалы и изделия	
Войлок строительный	150
Шевелин	150
Вата минеральная	200
Войлок минераловатный	150—250
Плиты минераловатные	300—500
Линолеум	1100
Резина	940
Ксилолит в полах:	
верхний слой	1800
нижний слой	1000
Мусор мелкий строительный	1500
Антрацит	1500
Кокс в кусках	600
» мелкий	1400
» торфяной	275
Уголь бурый в кусках	600
» каменный мелкий	1200
То же в кусках	800
Лед	960
Кирпичная кладка сплошная	
Из обыкновенного глиняного кирпича:	
на тяжелом растворе	1800
на легком (объемным весом 1400 $кг/м^3$)	1700
Из силикатного кирпича на тяжелом растворе	1900
Из силикатного пористого кирпича с объемным весом 1300 $кг/м^3$ на легком растворе с объемным весом 1400 $кг/м^3$	1350
Из дырчатого кирпича (60 и 105 отверстий) на тяжелом растворе	1300
То же при 31 отверстии	1360
Кладка из трепельного кирпича с объемным весом 1000 $кг/м^3$ на легком растворе объемным весом 1400 $кг/см^3$	1100
Пробковые изделия	
Плиты пробковые	250
Плиты из отходов пробки	150
Растворы и штукатурки	
Цементно-песчаный раствор или штукатурка из него	1800
Сложный раствор или штукатурка из него	1700
Известково-песчаный раствор	1600
Легкие шлаковые растворы	1200—1400
Известковая штукатурка	1400—1600
Листы гипсовые обшивочные (сухая штукатурка)	1000
Рулонные материалы	
Картон плотный	1000
» обыкновенный	700
» бумажный волнистый	150
Рубероид, пергамин, толь	600
Изделия из соломы и камыша	
Соломит	300
Камышит	400
Набивка из соломенной резки	120

Таблица 22.2. **Собственный вес кровель**

Конструкция кровли	Вес 1 $м^2$, $кг$
Рулонная трехслойная (три слоя рубероида на битумной мастике)	10
Асбестоцементная из плоских плиток:	
одиночное покрытие	14
двойное покрытие	20

Продолжение табл. 22.2

Конструкция кровли	Вес 1 $м^2$, кг
Асбестоцементная из волнистых листов:	
обыкновенного профиля	15
усиленного профиля	22
Из листовой стали (кровельного железа)	6—7,5
Черепичная	50
Шиферная (из сланца)	18
Деревянные:	
из кровельной стружки, драни, гонта и шингла	15
из досок в два слоя	30

Примечание. Вес обмазочной пароизоляции (слой битума 2 мм) принимается равным 2 $кг/м^2$.

Таблица 22.3. **Коэффициенты перегрузки для нагрузок от веса строительных конструкций и грунтов**

Наименование конструкций и грунтов	Коэффициент перегрузки
1. Бетонные, железобетонные, каменные, армокаменные, металлические и деревянные конструкции	1,1 (0,9)
2. Теплоизоляционные и звукоизоляционные изделия (плиты, скорлупы и т. п. изделия из легких и пористых материалов на органической и неорганической основе), засыпки, выравнивающие слои, кровельные стяжки, штукатурки и т. п.	1,2 (0,9)
3. Грунты в природном состоянии: скальные	1,1 (0,9)
нескальные	1,2 (0,8)
4. Насыпные грунты	1,3 (0,8)

ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ НА ПЕРЕКРЫТИЯ

Нормативные нагрузки на перекрытия и коэффициенты перегрузки для этих нагрузок приведены в табл. 22.4, унифицированные см. стр. 17, 18.

Установленные п. 11 табл. 22.4 нагрузки принимаются только в тех случаях, когда учет их дает более неблагоприятный результат по сравнению со снеговыми нагрузками.

При расчете главных балок и ригелей (при расстоянии между ними не менее 5 м) приведенные в п. 1 и 2 табл. 22.4 нагрузки разрешается снижать умножением на коэффициент 0,9, а при расчете колонн, стен, фундаментов и оснований — умножением на коэффициенты, указанные в табл. 22.5.

Несущие элементы покрытий и перекрытий следует проверять на сосредоточенную вертикальную нагрузку, нормативное значение которой для покрытий, террас и чердачных перекрытий принимается 100 кг; для перекрытий жилых, общественных, сельскохозяйственных и промышленных зданий, если исключена возможность появления больших сосредоточенных нагрузок,— 150 кг. Сосредоточенные нагрузки считаются приложенными на прямоугольной площадке, размеры сторон которой принимаются с учетом фактических данных, но не более 10 см.

Коэффициент перегрузки для этих нагрузок принимается 1,2; при проверке на сосредоточенные нагрузки другие временные нагрузки не учитываются.

Горизонтальные нормативные нагрузки на поручни перил лестниц и балконов для жилых зданий, детских садов и яслей, домов отдыха, санаториев, больниц и других лечебных заведений принимаются 50 кг/м; для трибун и спортивных залов — 150; в остальных случаях — 100 кг/м.

Таблица 22.4. **Нормативные нагрузки на перекрытия и коэффициенты перегрузки**

Номер пункта	Назначение зданий и помещений	Нормативная нагрузка, $кг/м^2$	Коэффициент перегрузки
1	Квартиры, комнаты детских садов и яслей, спальные комнаты школ-интернатов и домов отдыха, палаты санаториев, больниц и других лечебных заведений	150	1,4
2	Комнаты общежитий, гостиниц, научных и административных учреждений, бытовые помещения промышленных предприятий, классные комнаты, читальные залы	200	1,4
3	Вестибюли, коридоры и лестницы в зданиях, назначение которых указано в п. 1 и 2, за исключением учебных заведений	300	1,3
4	Аудитории, залы столовых, кафе, ресторанов	300	1,3
5	Залы учебных заведений, административных и научных учреждений, вокзалов, театров, кино, клубов, концертные залы, спортивные залы и трибуны с неподвижными сидениями	400	1,3
6	Торговые залы магазинов, музеи, выставочные залы и павильоны	По действительной нагрузке, но не менее 400	1,3
7	Книгохранилища, архивы, трибуны для стоящих зрителей, сцены зрелищных предприятий	По действительной нагрузке, но не менее 500	1,2
8	Вестибюли, коридоры и лестницы столовых, кафе, ресторанов, учебных заведений, вокзалов, театров, кино, клубов, концертных и спортивных залов, магазинов, музеев, выставочных залов и павильонов, книгохранилищ, архивов	400	1,3
9	Коридоры и лестницы, обслуживающие трибуны всех видов (в том числе с неподвижными сидениями)	500	1,2
10	Чердачные помещения	Дополнительно к весу оборудования 75	1,4
11	Террасы и плоские покрытия:		
	а) на участках, используемых для отдыха, наблюдений и т. п. целей, не связанных со значительным скоплением людей;	200	1,4
	б) на участках, где возможно скопление большого количества людей, выходящих из производственных помещений, аудиторий, залов и т. п.	400	1,3

Продолжение табл. 22.4

Номер пункта	Назначение зданий и помещений	Нормативная нагрузка, $кг/м^2$	Коэффициент перегрузки
12	Балконы	400	1,3
13	Специальные и подсобные помещения жилых и общественных зданий, специальные кабинеты лечебных заведений, лаборатории, кухни предприятий общественного питания, технические этажи, подвальные помещения и т. п.	По действительной нагрузке, но не менее 200	См. п. 14
14	Основные помещения производственных зданий	Нагрузка а) от оборудования — по техническим данным; б) от веса людей, деталей, ремонтных материалов в зонах обслуживания оборудования: проходах, проездах и на других свободных от оборудования участках по технологическим данным, но не менее 200	См. табл. 22.6 1,4 — для нагрузок менее 300 $кг/м^2$; 1,3 — для нагрузок от 300 $кг/м^2$ до 500 $кг/м^2$; 1,2 — для нагрузок 500 $кг/м^2$ и более
15	Склады, а также отдельные помещения и участки перекрытий зданий различного назначения, предназначенные для складирования и хранения материалов и изделий	По наибольшему объему материалов (или наибольшему количеству изделий) при заданных условиях эксплуатации склада, но не менее 400	1,3
16	Сельскохозяйственные помещения: для мелкого скота для крупного »	По действительной нагрузке, но не менее 200 500	 1,4 1,2

Таблица 22.5. Коэффициенты снижения нагрузок при расчете колонн, стен, фундаментов и оснований

Число перекрытий, расположенных выше рассчитываемого сечения конструкции или основания	1	2	3	4	5	6	7	8	9 и более
Коэффициент снижения сумм временных нагрузок	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

Для обслуживающих площадок и мостиков, предназначенных для пребывания отдельных лиц, горизонтальная сосредоточенная нагрузка на поручни перил принимается 30 *кг*; коэффициент перегрузки для нагрузок на поручни перил — 1,2.

Нагрузки от оборудования определяются технологическим заданием на проектирование.

Если фактические нагрузки заменяются эквивалентными равномерно распределенными по площади перекрытия, в задании должны быть приведены необходимые данные для надлежащего учета местных нагрузок и соответствующего обоснования дифференцированных эквивалентных нагрузок для конструктивных элементов с различной площадью загружения (плит, второстепенных и главных балок и т. п.), причем при расчете плит перекрытий величина эквивалентных нагрузок принимается не менее 400 $кг/м^2$, а в остальных случаях не менее 300 $кг/м^2$.

При определении нормативной вертикальной нагрузки на перекрытие от оборудования следует учитывать собственный вес оборудования (включая

Таблица 22.6. **Коэффициенты перегрузки для статических нагрузок от оборудования**

Наименование нагрузки	Коэффициент перегрузки
Собственный вес стационарного оборудования (включая вес привода, обрабатываемых деталей, постоянных приспособлений и опорных устройств)	1,2
Вес заполнения оборудования:	
жидкостями	1,1
суспензиями, шламами и сыпучими телами	1,2
Вес теплоизоляции оборудования	1,2
Нагрузки от погрузчиков, каров	1,3

вес привода, обрабатываемых деталей, постоянных приспособлений и опорных устройств), вес заполнения или транспортируемого груза, вес теплоизоляции оборудования, а также вертикальные нагрузки, передаваемые от другого оборудования, коммуникаций, обслуживающих площадок и т. п.

Коэффициенты перегрузки для статических нагрузок от оборудования приведены в табл. 22.6.

Динамические нагрузки от оборудования следует учитывать в соответствии с указаниями действующих нормативных документов по проектированию и расчету несущих конструкций зданий под машины с динамическими нагрузками.

Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от погрузчиков и каров допускается учитывать путем умножения расчетных статических нагрузок на коэффициент динамичности 1,1.

КРАНОВЫЕ НАГРУЗКИ

Нагрузки от мостовых кранов

Нормативная вертикальная нагрузка, передаваемая колесами мостового крана на подкрановые рельсы, принимается по ГОСТам, а для нестандартизированных кранов — по паспортным данным завода-изготовителя. При этом учитывается вес моста крана, вес тележки и вес груза, равный номинальной грузоподъемности крана.

Нормативная горизонтальная нагрузка, направленная вдоль подкранового пути, вызываемая торможением моста электрического крана, принимается равной 0,1 нормативного вертикального давления на тормозные (ведущие) колеса рассматриваемой стороны крана.

Нормативная горизонтальная поперечная нагрузка, вызываемая торможением тележки электрического крана, принимается равной: при гибком подвесе груза — 0,05 суммы номинальной грузоподъемности и веса тележки крана; при жестком — 0,1 той же суммы.

Горизонтальные поперечные нагрузки считаются приложенными к головке подкранового рельса. При этом принимается, что поперечные нагрузки передаются только на один (любой) из подкрановых рельсов, распределяются поровну между колесами крана, опирающимися на данный рельс, и могут быть направлены как внутрь рассматриваемого пролета, так и наружу.

Горизонтальные поперечные нагрузки, возникающие при движении крана вследствие его перекосов и непараллельности подкрановых путей, следует определять и учитывать при расчете в соответствии с указаниями норм проектирования строительных конструкций зданий и сооружений различного назначения.

Значения нормативных крановых нагрузок, необходимые для расчета конструкций, определяются следующим образом.

Значение $P^{макс}$ — наибольшего давления колеса крана на рельс — приводится в соответствующих ГОСТах, а для нестандартизированных кранов — в паспорте крана.

Значение $P^{мин}$ — давление колеса крана на рельс менее нагруженной подкрановой балки — подсчитывается по формулам:

для 4-колесных кранов

$$P^{мин} = 0{,}5\,(Q + G) - P^{макс}; \tag{22.1}$$

для 8- и 16-колесных кранов

$$P_1^{мин} = P_1^{макс}\left(\frac{Q + G}{\Sigma P^{макс}} - 1\right); \tag{22.2}$$

$$P_2^{мин} = P_2^{макс}\left(\frac{Q + G}{\Sigma P^{макс}} - 1\right). \tag{22.3}$$

Здесь Q — грузоподъемность; G — общий вес крана.

Значение T — горизонтальной поперечной тормозной нагрузки для одного колеса крана — подсчитывается по формулам:

для кранов с гибким подвесом груза

$$T = \frac{0{,}05\,(Q + g)}{n}; \tag{22.4}$$

для кранов с жестким подвесом груза

$$T = \frac{0{,}1\,(Q + g)}{n}, \tag{22.5}$$

где g — вес тележки; n — число колес на одной стороне крана.

Значение $T^{пр}$ горизонтальной нагрузки от продольного торможения крана, действующей на головку кранового рельса, определяют по формуле

$$T^{пр} = 0{,}5 \cdot 0{,}1\,\Sigma P, \tag{22.6}$$

где 0,1 — коэффициент трения при торможении; ΣP — сумма давлений от всех тормозных колес крана, опирающихся на подкрановый рельс.

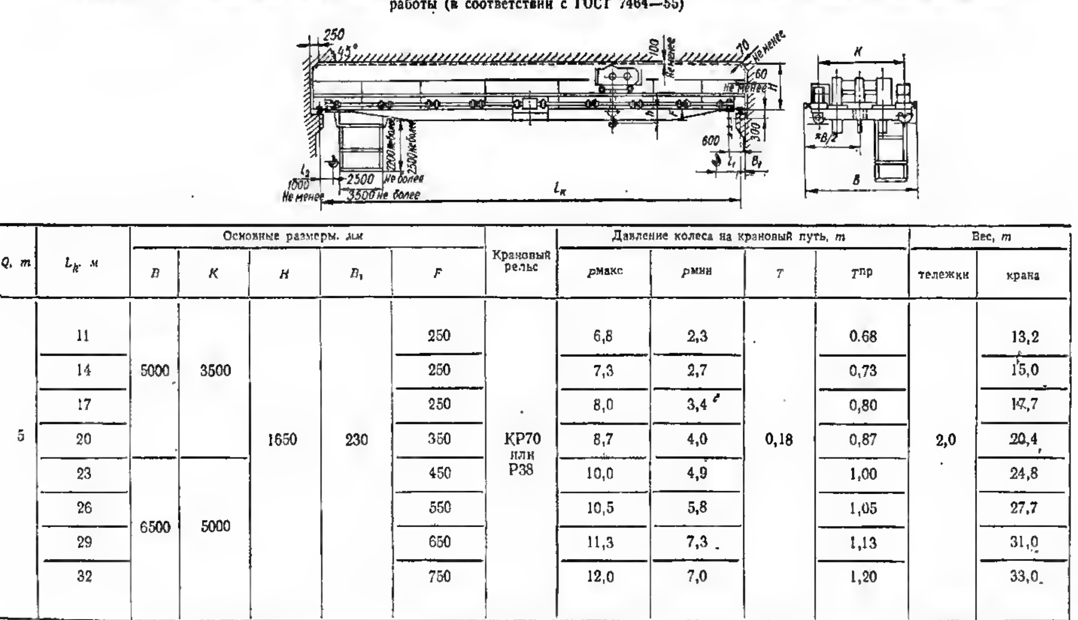
В табл. 22.7—22.11 приведены нормативные значения крановых нагрузок и габариты для стандартизированных мостовых кранов общего назначения грузоподъемностью 5—50 и 75—25 *т* для легкого, среднего и тяжелого режимов работы в соответствии с ГОСТ 7464—55, 3332—54, 6711—53.

Коэффициент перегрузки для вертикальных и горизонтальных нагрузок от мостовых кранов для кранов грузоподъемностью менее 5 *т* принимается 1,3; 5 *т* и более — 1,2.

При расчете подкрановых балок вертикальные крановые нагрузки учитываются от фактического числа кранов, но, как правило, не более чем от двух кранов, сближенных для совместной работы.

В отдельных случаях, обусловленных требованиями технологического процесса (например частое использование совместно работающих кранов для перемещения особо тяжелых грузов), при определении вертикальных нагрузок на данный подкрановый путь следует учитывать возможность сближения сцепа из двух совместно работающих кранов с третьим краном, расположенным на том же пути.

Таблица 22.7. **Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 5—15 *т* с одним крюком для легкого режима работы (в соответствии с ГОСТ 7464—55)**



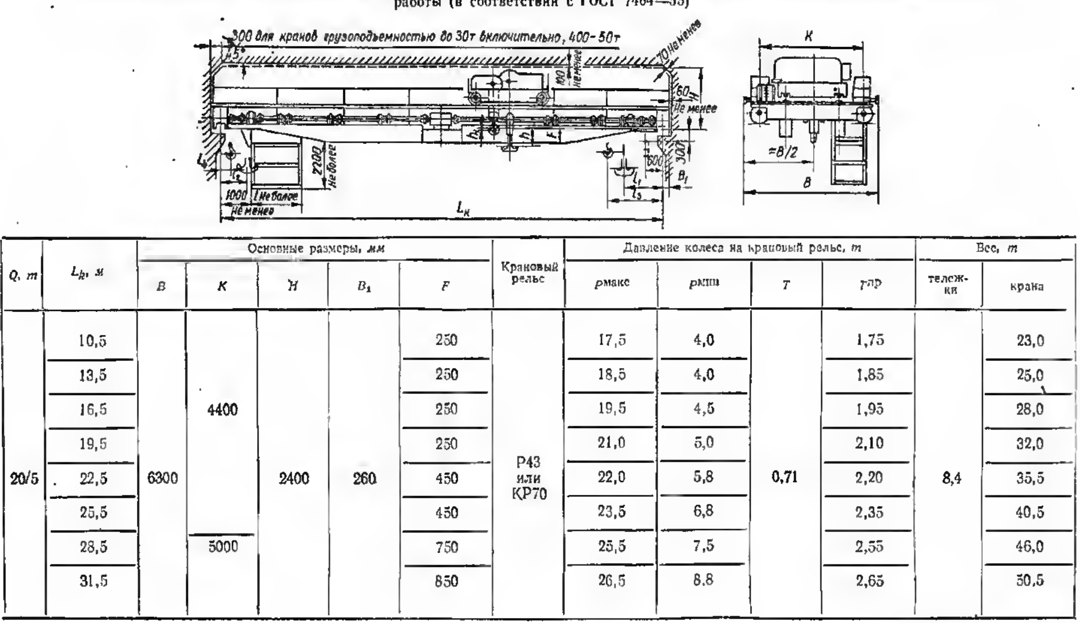
Q, *т*	L_k, *м*	Основные размеры, *мм*					Крановый рельс	Давление колеса на крановый путь, *т*				Вес, *т*	
		B	K	H	B_1	F		$P^{макс}$	$P^{мин}$	T	$T^{пр}$	тележки	крана
	11					250		6,8	2,3		0.68		13,2
	14	5000	3500			250		7,3	2,7		0,73		15,0
	17					250		8,0	3,4		0,80		17,7
5	20			1650	230	350	КР70 или Р38	8,7	4,0	0,18	0,87	2,0	20,4
	23					450		10,0	4,9		1,00		24,8
	26					550		10,5	5,8		1,05		27,7
	29	6500	5000			650		11,3	7,3		1,13		31,0
	32					750		12,0	7,0		1,20		33,0

Продолжение табл. 22.7

Q, т	$L_к$, м	Основные размеры, мм: B	K	H	B_1	F	Крановый рельс	Давление колеса на крановый путь, т: $P^{макс}$	$P^{мин}$	T	$T^{пр}$	Вес, т: тележки	крана
10	11	6300	4400	1900	260	250	КР70 или Р38	11,5	2,0	0,34	1,15	3,8	17,0
	14					250		12,0	2,5		1,20		19,0
	17					300		12,5	2,8		1,25		20,5
	20					300		13,5	3,2		1,35		23,5
	23					600		14,5	3,8		1,45		26,5
	26					600		15,5	4,2		1,55		29,5
	29		5000			900		17,0	5,2		1,70		34,5
	32					900		18,0	6,8		1,80		39,5
15	11	6300	4400	2300	260	250	КР70 или Р43	14,5	2,8	0,5	1,45	5,2	19,5
	14					230		15,5	2,8		1,55		21,5
	17					250		16,5	3,2		1,65		24,5
	20					250		17,5	3,8		1,75		27,5
	23					450		18,5	4,2		1,85		30,5
	26					450		19,5	4,8		1,95		33,5
	29		5000			750		21,0	6,8		2,10		40,5
	32					750		22,0	7,[illegible]		2,20		44,0

Примечания: 1. Высота 2 500 *мм* и длина 3 500 *мм* относятся к закрытой кабине.
2. Высота подъема для всех кранов 16 *м*.

Таблица 22.8. **Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 20-50 *т* с двумя крюками для легкого режима работы (в соответствии с ГОСТ 7464—55)**



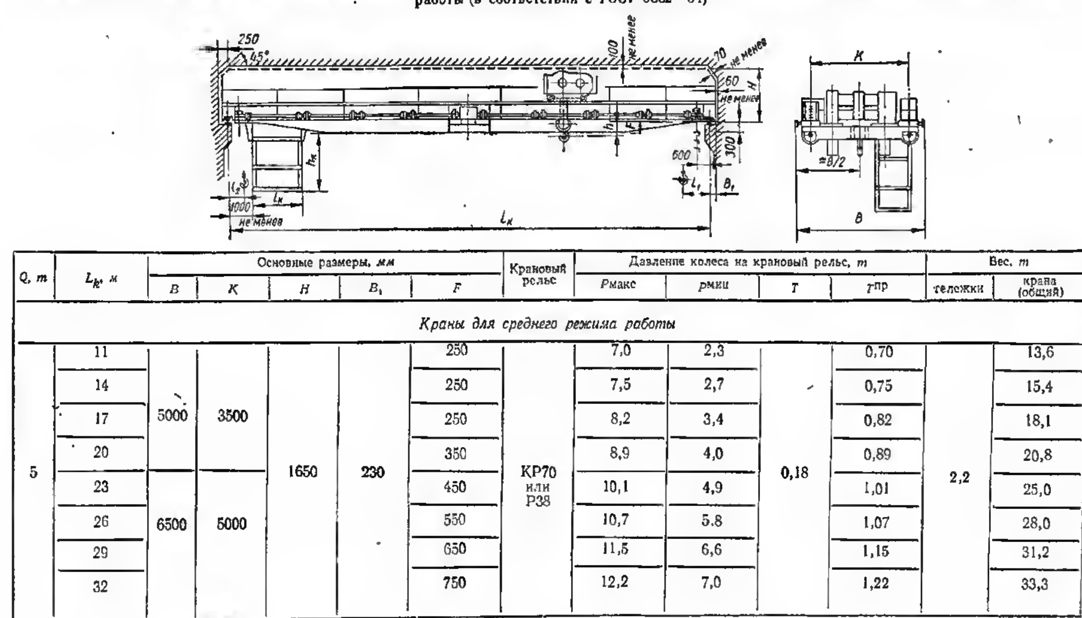
Q, т	L_k, м	Основные размеры, мм					Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, т				Вес, т	
		B	K	H	B_1	F		$P_{макс}$	$P_{мин}$	T	$T_{пр}$	тележки	крана
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	250	Р43 или КР70	17,5	4,0	0,71	1,75	8,4	23,0
	13,5					250		18,5	4,0		1,85		25,0
	16,5					250		19,5	4,5		1,95		28,0
	19,5					250		21,0	5,0		2,10		32,0
	22,5					450		22,0	5,8		2,20		35,5
	25,5					450		23,5	6,8		2,35		40,5
	28,5		5000			750		25,5	7,5		2,55		46,0
	31,5					850		26,5	8.8		2,65		50,5

Продолжение табл. 22.8

Q, т	L_k, м	Основные размеры, мм					Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, т				Вес, т	
		B	K	H	B_1	F		$P^{макс}$	$P^{мин}$	T	$T^{пр}$	тележки	крана
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	150	КР70	25,0	6,8	1,03	2,50	11,2	33,5
	13,5					150		26,5	7,2		2,65		37,5
	16,5					250		27,5	8,0		2,75		41,0
	19,5					250		29,5	8,5		2,95		46,0
	22,5					300		31,0	9,2		3,10		50,5
	25,5					500		32,5	10,0		3,25		55,0
	28,5					850		34,0	11,2		3,40		60,5
	31,5					850		35,5	12,5		3.55		66,0
50/10	10,5	6650	5250	3150	300	150	КР80	36,0	11,8	1,69	3,60	17,5	45,5
	13,5					150		39,5	10,5		3,95		50,0
	16,5					250		42,0	10,5		4,20		55,0
	19,5					250		44,5	10,5		4,45		60,0
	22,5					500		46,0	11,5		4,60		65,0
	26,5					500		47,5	12,8		4,75		70,5
	28,5					650		48,5	14,2		4,85		75,5
	31,5					650		51,0	15,2		5,10		82,5

Примечания: 1. Для закрытых кабин наибольшая высота 2500 *мм*; наибольшая длина кабин открытых — 3 600 *мм*, закрытых — 4 500 *мм*.
2. Высота подъема для всех кранов: для главного крюка — 12 *м*, для вспомогательного — 14 *м*.

Таблица 22.9. **Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 5—15 *т* с одним крюком для среднего и тяжелого режимов работы (в соответствии с ГОСТ 3332—54)**



Q, *т*	L_k, *м*	Основные размеры, *мм*					Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, *т*				Вес, *т*	
		B	K	H	B_1	F		$P_{макс}$	$P_{мин}$	T	$T^{пр}$	тележки	крана (общий)
Краны для среднего режима работы													
5	11	5000	3500	1650	230	250	КР70 или Р38	7,0	2,3	0,18	0,70	2,2	13,6
	14					250		7,5	2,7		0,75		15,4
	17					250		8,2	3,4		0,82		18,1
	20					350		8,9	4,0		0,89		20,8
	23	6500	5000			450		10,1	4,9		1,01		25,0
	26					550		10,7	5.8		1,07		28,0
	29					650		11,5	6,6		1,15		31,2
	32					750		12,2	7,0		1,22		33,3

Продолжение табл. 22.9

Q, т	L_k, м	Основные размеры, мм					Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, т				Вес, т	
		B	K	H	B_1	F		$P^{макс}$	$P^{мин}$	T	$T^{пр}$	тележки	крана (общий)
10	11	6300	4400	1900	260	250	КР70 или Р38	11,5	2,2	0,35	1,15	4,0	17,5
	14					250		12,0	2,8		1,20		19,5
	17					300		12,5	3,0		1,25		21,0
	20					300		13,5	3,5		1,35		24,0
	23					600		14,5	4,0		1,45		27,0
	26					600		15,5	4,5		1,55		30,0
	29		5000			900		17,0	5,4		1,70		34,8
	32					900		18,0	7,0		1,80		40,0
15	11	6300	4400	2300	260	250	КР70 или Р43	14,5	3,0	0,51	1,45	5,3	20,0
	14					250		15,5	3,0		1,55		22,0
	17					250		16,5	3,5		1,65		25,0
	20					250		17,5	4,0		1,75		28,0
	23					450		18,5	4,5		1,85		31,0
	26					450		19,5	5,0		1,95		34,0
	29		5000			750		21,0	7,0		2,10		41,0
	32					750		22,0	8,0		2,20		45,0
Краны для тяжелого режима работы													
	11	5000	3500			250		7,6	2,2		0,76		14,6
	14					250		8,1	2,6		0,81		16,4
	17					250		8,8	3,3		0,88		19,1

5	20			1750	230	350	КР70 или Р38	9,5	3,9	0,20	0,95	3,0	21,8
	23	6500	5000			450		10,7	4,8		1,07		26,0
	26					550		11,3	5,7		1,13		29,0
	29					650		12,1	6,5		1,21		32,2
	32					750		12,8	6,8		1,28		34,3
10	11	6300	4400	2100	260	250	КР70 или Р38	12,5	2,0	0,39	1,25	5,6	19,0
	14					250		13,0	2,5		1,30		21,0
	17					300		13,5	3,0		1,35		23,0
	20					300		14,5	3,5		1,45		26,0
	23					600		15,0	4,0		1,50		28,0
	26					600		16,0	4,5		1,60		31,0
	29		5000			900		17,5	5,9		1,75		36,8
	32					900		18,5	7,2		1,85		41,5
15	11	6300	4400	2300	260	250	КР70 или Р43	15,0	3,8	0,52	1,50	6,0	22,5
	14					230		16,0	3,8		1,60		24,5
	17					250		16,5	4,8		1,65		27,5
	20					250		17,5	5,8		1,75		31,5
	23					450		18,5	6,5		1,85		35,0
	26					450		19,5	7,2		1,95		38,5
	29		5000			750		21,5	8,2		2,15		44,5
	32					750		22,5	9,2		2,25		48,5

Примечания: 1. Наибольшая высота кабины (считая от низа моста): открытой — 2200 *мм*, закрытой — 2500 *мм*.
2. Наибольшая длина кабины l_k : открытой — 2500 *мм*, закрытой — 3 500 *мм*.
3. Высота подъема 16 *м*.

Таблица 22.10. **Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 15—50 *т* с двумя крюками для среднего и тяжелого режимов работы (в соответствии с ГОСТ 3332—54)**

300 для кранов грузоподъемностью до 30т включительно, 400 – 50т

Q, *т*	L_k, *м*	Основные размеры, *мм*					Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, *т*				Вес, *т*	
		B	*K*	*H*	B_1	*F*		$P^{макс}$	$P^{мин}$	*T*	$T^{пр}$	тележки	крана (общий)
Краны для среднего режима работы													
15/3	11	6300	4400	2300	250	250	Р43 или КР70	15,5	3,2	0,55	1,55	7,0	22,5
	14					250		16,5	3,2		1,65		24,5
	17					250		17,5	3,2		1,75		26,5
	20					250		18,5	4,2		1,85		30,5
	23					450		19,0	5,5		1,90		34,0
	26					450		20,0	5,8		2,00		36,5
	29		5000			750		22,0	7,2		2,20		43,5
	32					750		23,0	8,2		2,30		47,5

20/5	10,5	6300	4400	2400	260	250	Р43 или КР70	17,5	4,2	0,71	1,75	8,5	23,5
	13,5					250		18,5	4,2		1,85		25,5
	16,5					250		19,5	4,8		1,95		28,5
	19,5					250		21,0	5,2		2,10		32,5
	22,5					450		22,0	6,0		2,20		36,0
	25,5					450		23,5	7,0		2,35		41,0
	28,5		5000			750		25,5	7,8		2,55		46,5
	31,5					850		26,5	8,5		2,65		50,0
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	250	КР70	25,5	7,0	1,05	2,55	12,0	35,0
	13,5					250		27,0	7,5		2,70		39,0
	16,5					250		28,0	8,2		2,80		42,5
	19,5					250		30,0	8,8		3,00		47,5
	22,5					500		31,5	9,5		3,15		52,0
	25,5					500		33,0	10,2		3,30		56,5
	28,5					850		34,5	11,5		3,45		62,0
	31,5					850		36,0	12,8		3,60		67,5
50/10	10,5	5650	5250	3150	300	250	КР80	36,5	12,0	1,7	3,65	18,0	47,0
	13,5					250		40,0	10,8		4,00		51,5
	16,5					250		42,5	10,8		4,25		56,5
	19,5					250		45,0	10,8		4,50		61,5
	22,5					500		46,5	11,8		4,65		66,5
	25,5					500		48,0	13,0		4,60		72,0
	28,5					650		49,0	14,5		4,90		77,0
	31,5					650		51,5	15,5		5,15		84,0

Продолжение табл. 22.10

Q, т	L_k, м	Основные размеры, мм					Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, т				Вес, т	
		B	K	H	B_1	F		$P^{макс}$	$P^{мин}$	T	$T^{пр}$	тележки	крана (общий)
Краны для тяжелого режима работы													
15/3	11	6300	4400	2300	250	250	КР70 или Р43	16,0	4,5	0,57	1,50	7,8	26,0
	14					250		17,0	4,5		1,70		28,0
	17					250		18,0	4,5		1,80		30,0
	20					250		19,0	5,5		1,90		34,0
	23					450		20,0	6,0		2,00		37,0
	26					450		21,0	6,5		2,10		40,0
	29		5000			750		23,0	8,0		2,30		47,0
	32					750		24,0	9,0		2,40		51,0
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	250	КР70 или Р43	18,5	4,0	0,73	1,85	9,3	25,0
	13,5					250		19,5	4,0		1,95		27,0
	16,5					250		20,5	4,5		2,05		30,0
	19,5					250		22,0	4,8		2,20		33,5
	22,5					450		23,0	5,5		2,30		37,0
	25,5					450		24,5	6,0		2,45		41,0
	28,5		5000			750		26,0	7,2		2,50		46,5
	31,5					850		27,0	7,5		2,70		51,0

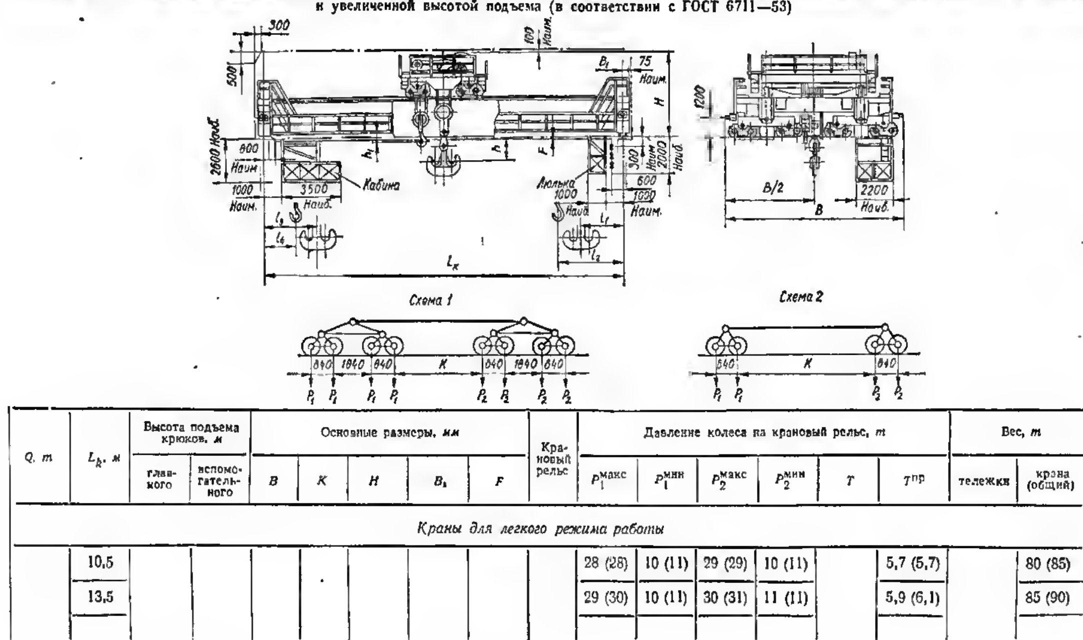
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	250	КР70	25,5	7,8	1,06	2,55	12,5	36,5
	13,5					250		27,5.	7,8		2,75		40,0
	16,5					250		29,5	7,8		2,95		44,5
	19,5					250		31,0	9,0		3,10		50,0
	22,5					500		32,5	9,8		3,25		54,5
	25,5					500		33,5	11,0		3,35		59,0
	28,5					850		35,5	12,0		3,55		65,0
	31,5					850		36,5	13,5		3,65		70,0
50/10	10,5	6650	5250	3150	300	250	КР80	37,5	12,0	1,71	3,75	18,5	49,0
	13,5					250		40,5	11,0		4,05		53,0
	16,5					250		43,0	11,2		4,30		58,5
	19,5					250		45,0	12,2		4,50		64,5
	22,5					500		47,0	12,5		4,70		69,0
	25,5					500		49,0	13,0		4,90		74,0
	28,5					650		50,5	14,2		5,05		79,5
	31,5					650		52,5	15,5		5,25		86,0

Примечания: 1. Наибольшая высота кабины h_k: открытой — 2200 *мм*, закрытой — 2500 *мм*.

2. Наибольшая длина кабины l_k: для кранов 15/3 *т* открытой — 2500 *мм*, закрытой — 3500 *мм*; для кранов 20/5, 30/5 и 50/10 *т* открытой — 3600 *мм*, закрытой — 4500 *мм*.

3. Высота подъема: для кранов 15/3 *т* главного крюка — 16 *м*, вспомогательного — 18 *м*, для кранов 20/5, 30/5, 50/10 *т* главного крюка — 12 *м*, вспомогательного — 14 *м*.

Таблица 22.11 Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 75—250 *т* легкого и среднего режимов работы с нормальной и увеличенной высотой подъема (в соответствии с ГОСТ 6711—53)



Q, т	L_k, м	Высота подъема крюков, м		Основные размеры, мм					Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, т						Вес, т	
		главного	вспомогательного	B	K	H	B_1	F		$P_1^{макс}$	$P_1^{мин}$	$P_2^{макс}$	$P_2^{мин}$	T	$T^{пр}$	тележки	крана (общий)
Краны для легкого режима работы																	
	10,5									28 (28)	10 (11)	29 (29)	10 (11)		5,7 (5,7)		80 (85)
	13,5									29 (30)	10 (11)	30 (31)	11 (11)		5,9 (6,1)		85 (90)

75/20	16,5	20 (30)	22 (32)	8 800 (10 000)	4 560 (5 760)	3700	400	250	KP 100	31 (32)	10 (11)	32 (33)	11 (11)	1,37 (1,44)	6,3 (6,5)	35 (40)	90 (95)
	19,5									33 (33)	10 (11)	34 (34)	11 (12)		6,7 (6,7)		100 (105)
	22,5									34 (35)	12 (12)	35 (36)	12 (12)		6,9 (7,1)		110 (115)
	25,5									35 (36)	13 (13)	36 (37)	13 (14)		7,1 (7,3)		120 (125)
	28,5					4000				37 (38)	14 (14)	38 (39)	14 (14)		7,5 (7,7)		130 (135)
	31,5									38 (39)	14 (14)	39 (40)	14 (14)		7,7 (7,9)		135 (140)
100/20	13	20 (30)	22 (32)	8800 (10 000)	4560 (5760)	3700	400	250	KP 120	36 (37)	11 (13)	37 (38)	11 (13)	1,73 (1,79)	7,3 (7,5)	38 (43)	90 (100)
	16									38 (39)	11 (13)	39 (40)	12 (14)		7,7 (7,9)		100 (110)
	19									40 (41)	12 (14)	41 (42)	12 (14)		8,1 (8,3)		110 (120)
	22					4000				41 (42)	14 (14)	42 (43)	14 (15)		8,3 (8,5)		120 (130)
	25									43 (44)	14 (15)	44 (45)	14 (15)		8,7 (8,9)		130 (140)
	28									45 (46)	14 (16)	46 (47)	15 (16)		9,1 (9,3)		140 (150)
	31									47 (48)	15 (16)	48 (49)	15 (17)		9,5 (9,7)		150 (160)
125/20	13	20 (30)	22 (32)	3800 (10 000)	4560 (5760)	3700	400	250	KP 120	42 (43)	13 (14)	43 (44)	14 (14)	2,05 (2,11)	8,5 (8,7)	39 (44)	100 (105)
	16									44 (45)	14 (14)	45 (46)	14 (15)		8,9 (9,1)		110 (115)
	19					4000				46 (47)	15 (15)	47 (48)	15 (15)		9,3 (9,5)		120 (125)
	22									48 (49)	15 (15)	49 (60)	15 (16)		9,7 (9,9)		130 (135)
	25									60 (51)	15 (16)	51 (52)	16 (16)		10,1 (10,3)		140 (145)
	28									52 (53)	16 (17)	53 (54)	16 (17)		10,5 (10,7)		150 (155)
	31									54 (55)	17 (17)	56 (56)	17 (18)		10,9 (11,1)		160 (165)

Продолжение табл. 22.11

Q, т	L_k, м	Высота подъема крюков, м: главного	Высота подъема крюков, м: вспомогательного	Основные размеры, мм: B	K	H	B_1	F	Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, т: $P_1^{макс}$	$P_1^{мин}$	$P_2^{макс}$	$P_2^{мин}$	T	$T^{пр}$	Вес, т: тележки	крана (общий)
150/30	13	24 (32)	26 (34)	10400 (11 600)	1980 (3180)	4000	500	250	КР 120	50 (53)	19 (21)	51 (54)	20 (21)	2,64(2,94)	10,1 (10,7)	61(85)	130 (150)
	16									53 (56)	19 (21)	54 (57)	20 (21)		10,5 (11,3)		140 (160)
	19					4800				29 (31)	9 (10)	30 (32)	9 (11)		11,8 (12,6)		160 (185)
	22									30 (32)	9 (11)	31 (33)	10 (11)	1,32(1,17)	12,2 (13,0)		170 (195)
	25									31 (33)	10 (11)	32 (34)	10 (11)		12,6 (13,4)		180 (205)
	28									32 (34)	10 (11)	33 (35)	10 (12)		13,0 (13,8)		190 (215)
	31									33 (35)	11 (12)	34 (36)	11 (12)		13,4 (14,2)		205 (230)
200/30	13	19 (32)	21 (34)	10 400 (11 600)	1980 (3180)	4800	500	250	КР 120	33 (34)	11 (14)	34 (36)	11 (14)	1,68(1,84)	13,4 (13,8)	68(94)	155 (185)
	16									34 (36)	11 (13)	35 (37)	11 (13)		13,8 (14,6)		155 (195)
	19									36 (38)	11 (13)	37 (39)	11 (13)		14,6 (15,4)		175 (205)
	22									37 (40)	11 (13)	38 (41)	11 (13)		15,0 (16,2)		185 (215)
	25									38 (41)	11 (13)	39 (42)	11 (13)		15,4 (16,6)		195 (225)
	28									40 (42)	11 (13)	41 (43)	11 (13)		16,2 (17,0)		210 (240)
	31									41 (43)	11 (13)	42 (44)	11 (13)		16,6 (17,4)		225 (255)
	16									41 (43)	13 (14)	42 (44)	13 (14)		16,6 (17,4)		185 (210)
	19									43 (45)	13 (14)	44 (46)	14 (15)		17,4 (18,2)		205 (230)

250/30	22	16 (32)	18 (34)	10 400 (11600)	1980 (3180)	4800	500	250	КР 120	45 (47)	14 (14)	46 (48)	14 (15)	2,01(2,17)	18,2 (19,0)	71 (97)	225 (250)
	25									46 (48)	14 (14)	47 (49)	14 (15)		18,6 (19,4)		235 (260)
	28					5200				48 (50)	14 (15)	49 (51)	14 (15)		19,4 (20,2)		250 (275)
	31									50 (52)	15 (16)	52 (53)	15 (16)		20,4 (21,0)		265 (290)
Краны для среднего режима работы																	
75/20	10,5	20 (30)	22 (32)	8800 (10 000)	4560 (5760)	3700	400	250	КР 100	28 (29)	11 (12)	29 (30)	12 (12)	1,41(1,46)	5,7(5,9)	38(42)	85 (90)
	13,5									30 (31)	11 (12)	31 (32)	12 (12)		6,1 (6,3)		90 (95)
	16,5									32 (33)	11 (12)	33 (34)	12 (12)		6,5 (6,7)		95 (100)
	19,5									33 (34)	11 (12)	34 (35)	12 (12)		6,7 (6,9)		105 (110)
	22,5									35 (36)	12 (12)	36 (37)	12 (13)		7,1 (7,3)		115 (120)
	25,5									36 (37)	13 (13)	37 (38)	13 (14)		7,3 (7,5)		125 (130)
	28,5					4000				38 (39)	14 (14)	39 (40)	14 (14)		7,7 (7,9)		135 (140)
	31,5									39 (40)	14 (14)	40 (41)	14 (15)		7,9 (8,1)		140 (145)
100/20	13	20 (30)	22 (32)	8800 (10 000)	4560 (5760)	3700	400	250	КР 120	37 (37)	11 (12)	38 (38)	11 (13)	1,77(1,81)	7,5 (7,5)	42(45)	95 (100)
	16									39 (39)	12 (13)	40 (40)	12 (14)		7,9 (7,9)		105 (110)
	19									41 (41)	12 (14)	42 (42)	13 (15)		8,3 (8,3)		115 (120)
	22									42 (42)	13 (15)	43 (43)	14 (15)		8,5 (8,5)		125 (130)
	25					4000				44 (44)	14 (15)	45 (45)	14 (16)		8,9 (8,9)		135 (140)
	28									46 (46)	15 (16)	47 (47)	15 (16)		9,3 (9,3)		145 (150)
	31									48 (48)	15 (16)	49 (49)	16 (17)		9,7 (9,7)		155 (160)

Продолжение табл. 22.11

Q, т	L_k, м	Высота подъема крюков, м: главного	Высота подъема крюков, м: вспомогательного	Основные размеры, мм: B	K	H	B_1	F	Крановый рельс	Давление колеса на крановый рельс, т: $P_1^{макс}$	$P_1^{мин}$	$P_2^{макс}$	$P_2^{мин}$	T	$T^{пр}$	Вес, т: тележки	крана (общий)
125/20	13	20 (30)	22 (32)	8800 (10 000)	4560 (5760)	3700	400	250	КР 120	43 (44)	14 (14)	44 (45)	14 (14)	2,10(2,14)	8,7 (8,9)	43(46)	105 (110)
	16									45 (46)	14 (15)	46 (47)	15 (15)		9,1 (9,3)		115 (120)
	19					4000				47 (48)	15 (15)	48 (49)	15 (15)		9,5 (9,7)		125 (130)
	22									49 (50)	15 (16)	50 (51)	16 (16)		9,9 (10,1)		135 (140)
	25									51 (52)	16 (16)	52 (53)	16 (16)		10,3 (10,5)		145 (150)
	28									53 (54)	16 (17)	54 (55)	17 (17)		10,7 (10,9)		155 (160)
	31									55 (56)	17 (17)	56 (57)	17 (18)		11,1 (11,3)		165 (170)
150/20	13	24 (32)	26 (34)	9900 (11 100)	5660 (6860)	4500	500	250	КР 120	51 (54)	18 (22)	52 (55)	19 (22)	2,69(2,97)	10,3 (10,9)	65(88)	130 (155)
	16									54 (57)	18 (21)	55 (58)	19 (21)		10,9 (11,5)		140 (165)
	19			10 400 (11 600)	1980 (3180)	4800				29 (32)	9 (11)	30 (33)	9 (11)	1,34(1,49)	12,0 (13,0)		165 (195)
	22									30 (33)	10 (11)	31 (34)	10 (11)		12,2 (13,4)		175 (205)
	25									31 (34)	10 (11)	32 (35)	11 (11)		12,6 (13,8)		185 (215)
	28									32 (35)	11 (11)	33 (36)	11 (12)		13,0 (14,2)		195 (225)
	31									33 (36)	11 (12)	34 (37)	12 (13)		13,4 (14,6)		210 (240)

200/30	13	19 (32)	21 (34)	10 400 (11 600)	1980 (3180)	4800	500	250	КР 120	33 (34)	11 (14)	34 (35)	11 (14)	1,70(1,85)	13,4 (13,8)	72(96)	150 (190)
	16									36 (36)	11 (13)	36 (37)	11 (14)		14,2 (14,6)		170 (200)
	19									36 (38)	11 (13)	37 (39)	11 (13)		14,6 (15,4)		180 (210)
	22									38 (40)	11 (13)	39 (41)	11 (13)		15,4 (16,2)		190 (220)
	25									39 (41)	11 (13)	40 (42)	11 (13)		15,8 (15,6)		205 (230)
	28									40 (42)	12 (13)	41 (43)	12 (13)		16,2 (17,0)		220 (245)
	31									41 (44)	12 (13)	42 (43)	13 (13)		16,6 (17,8)		255 (260)
250/30	15	16 (32)	18 (34)	10 400 (11 600)	1980 (3180)	4800	500	250	КР 120	42 (43)	12 (15)	43 (44)	13 (15)	2,03(2,19)	17,0 (17,4)	75(100)	190 (220)
	19									44 (45)	13 (16)	45 (46)	13 (16)		17,8 (18,2)		210 (240)
	22									46 (47)	13 (16)	47 (48)	14 (16)		18,6 (19,0)		230 (260)
	25									47 (49)	14 (16)	48 (50)	14 (16)		19,0 (19,8)		240 (270)
	28									48 (51)	14 (15)	49 (52)	14 (16)		19,4 (20,6)		255 (285)
	31									60 (53)	14 (16)	61 (54)	15 (16)		20,2 (21,4)		270 (300)

Примечания: 1. Показатели в скобках относятся к кранам с увеличенной высотой подъема.

2. Допускаются отклонения в расстояниях между колесами крана ± 10% при условии, что давления колес на крановый рельс сохраняют значения, приведенные в таблице.

3. Наибольшая длина кабины l_k для кранов 150/30; 200/30 и 250/30 *т* с увеличенной высотой подъема — 5000 *мм*; для остальных — 3500 *мм*.

При определении вертикальных нагрузок на колонны, рамы и т. п. конструкции в зданиях с несколькими подкрановыми путями следует учитывать возможность совмещения в одном створе кранов, работающих на различных путях. При этом в многопролетных зданиях при расположении кранов в каждом пролете только на одном ярусе вертикальные нагрузки принимаются, как правило, не более чем от четырех наиболее неблагоприятных по воздействию кранов; в пролетах зданий с расположением мостовых кранов на нескольких ярусах количество учитываемых кранов и условия их одновременного загружения принимаются в соответствии с возможными условиями эксплуатации согласно технологическому заданию.

Горизонтальные нагрузки, вызываемые торможением крановых тележек или мостов, учитываются от фактического числа кранов, но не более чем от двух кранов, расположенных в одном пролете или в одном створе.

При расчете конструкций на воздействие одного крана следует учитывать обе горизонтальные нагрузки (как поперечную, так и продольную); при расчете на воздействие двух кранов учитывать для каждого крана только одну нагрузку (поперечную или продольную).

При расчете подкрановых балок и их креплений к колоннам по прочности вертикальные нагрузки от электрических мостовых кранов следует умножать на коэффициент динамичности 1,1 (если в нормах проектирования конструкций не приводится других данных).

Нагрузки от подвесных кранов

Подвесные краны, особенно при их грузоподъемности менее 5 *т*, обеспечивают более маневренное обслуживание производства по сравнению с обычными мостовыми кранами. Они состоят из двух основных частей: моста и тележки. Мост представляет собой однобалочную или двухбалочную конструкцию, перемещающуюся в подвешенном состоянии по нижнему поясу балок подкранового пути, которые подвешиваются к перекрытию здания в двух или нескольких точках.

Нормативные вертикальные нагрузки, передаваемые колесами подвесных кранов на балки кранового пути, и другие необходимые для расчета данные принимаются по ГОСТ 7890—67, а для нестандартизированных кранов — по паспортным данным заводов-изготовителей. При этом учитывается вес моста крана, тележки или тали и вес груза, равный номинальной грузоподъемности крана.

Нормативная горизонтальная нагрузка, направленная вдоль кранового пути, вызываемая торможением моста электрического подвесного крана, принимается равной 0,1 суммы нормативного вертикального давления тормозных (ведущих) пар ходовых колес рассматриваемой стороны крана. При подвесных кранах, оборудованных катком-тягачом, горизонтальная продольная нагрузка торможения определяется специальным расчетом.

Нормативная горизонтальная нагрузка, направленная поперек кранового пути, вызываемая торможением тележки или тали электрического крана, принимается равной 0,05 суммы номинальной грузоподъемности и веса тележки крана или тали.

Принимается, что эта нагрузка передается на одну балку кранового пути, распределяется поровну между всеми опирающимися на нее колесами крана и может быть направлена как внутрь рассматриваемого пролета, так и наружу.

Горизонтальные нагрузки, направленные вдоль и поперек кранового пути, считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с нижним поясом балок кранового пути или с рельсом.

Расчетная вертикальная и горизонтальная нагрузки от подвесных ручных и электрических кранов определяются как произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки, равный 1,2.

При расчете прочности балок кранового пути и их креплений к несущим конструкциям (в том числе к подвесным устройствам) расчетные вертикальные нагрузки следует учитывать с коэффициентом динамичности, равным 1,1.

При расчете балок крановых путей вертикальные нагрузки учитываются от двух наиболее неблагоприятных по воздействию подвесных кранов. В отдельных случаях, обусловленных требованиями технологического процесса (например, частое использование совместно работающих кранов для перемещения особо тяжелых грузов), при определении вертикальных нагрузок на данный крановый путь следует учитывать нагрузку от трех кранов.

При расчете колонн, рам, стропильных и подстропильных ферм в зданиях с несколькими крановыми путями вертикальная нагрузка определяется

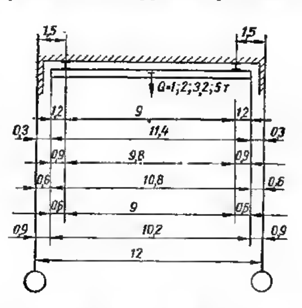


Рис. 22.1. Схемы расположения подвесных кранов в зданиях с пролетом 12 *м*.

с учетом возможности совмещения в одном створе наиболее неблагоприятных по воздействию подвесных кранов, работающих на разных путях.

При этом для колонн и подстропильных ферм среднего ряда вертикальные нагрузки принимаются не более, чем от четырех кранов; крайнего ряда — не более чем от двух кранов при одном или двух крановых путях в пролете и не более чем от четырех кранов при трех крановых путях в пролете;

для стропильных ферм вертикальные нагрузки принимаются не более чем от двух кранов при одном крановом пути в пролете и не более чем от четырех кранов при двух или трех крановых путях в пролете.

Под крановым путем понимаются все балки, несущие один подвесной кран (две балки при однопролетном кране, три — при двухпролетном и т. д.). На каждом крановом пути следует учитывать два крана.

При расчете балок крановых путей, колонн, рам, стропильных и подстропильных ферм горизонтальная нагрузка учитывается от двух кранов, расположенных в одном пролете здания или в одном створе; при этом для одного крана учитывается только одна горизонтальная нагрузка (поперечная или продольная).

Учет совместного действия нагрузок от нескольких подвесных кранов и других возможных нагрузок приводится в соответствии с указаниями данного раздела как для мостовых кранов легкого и среднего режимов работы.

На рис. 22.1—22.5 даны схемы расположения подвесных кранов в унифицированных пролетах зданий.

Необходимые для расчета данные для стандартизированных подвесных электрических однобалочных кранов общего назначения грузоподъемностью 0,25—5 *т* приведены в таблицах 22.12—22.14.

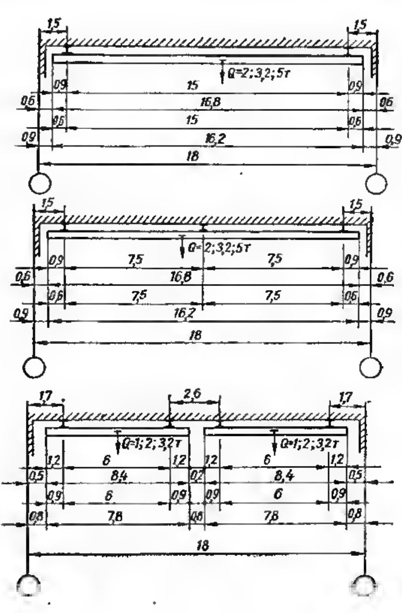
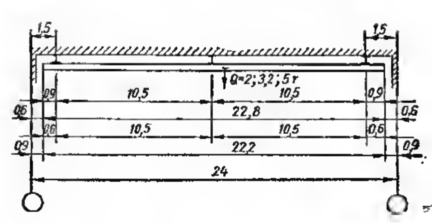


Рис. 22.2. Схемы расположения подвесных кранов в зданиях с пролетом 18 *м*.



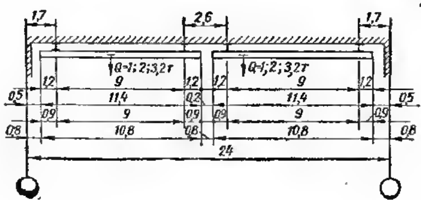


Рис. 22.3. Схемы расположения подвесных кранов в зданиях с пролетом 24 *м*.

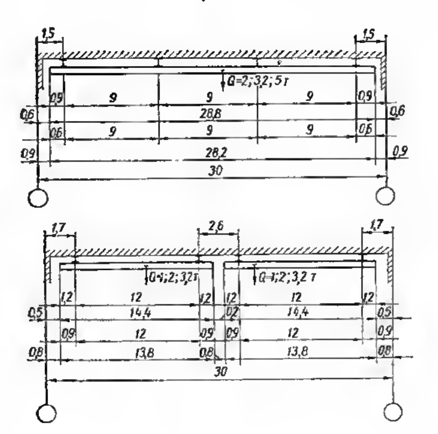


Рис. 22.4. Схемы расположения подвесных кранов в зданиях с пролетом 30 *м*.

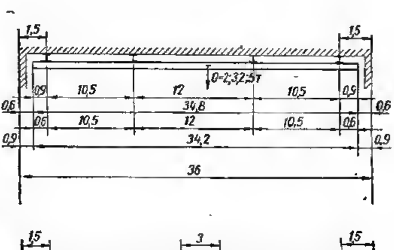


Рис. 22.5. Схемы расположения подвесных кранов в зданиях с пролетом 36 *м*.

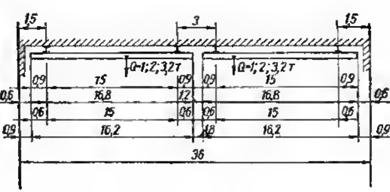


Таблица 22.12. **Краны подвесные электрические однобалочные однопролетные общего назначения грузоподъемностью 0,25—5,0 *т* (в соответствии с ГОСТ 7890—67)**

Грузоподъемность, *т*	Полная длина крана *L*	Пролет крана $L_п$	Длина консолей l_1 и l_2	Высота подъема	База крана *B*	Ширина крана B_1	B_2	Крайнее положение крюка l_3	*h*	h_1	Давление тележки на подкрановый путь, *кг*	Количество тележек, шт.	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: несущие*	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: подвесного пути	Общий вес крана, *кг*
	м	*м*	*м*	*м*	*мм*	*мм*	*мм*	*мм, не более*	*мм, не более*	*мм, не более*					
0,25	3,6	3,0	0,3	6	1000	1350	645	840	725	210	270	4	18М	18М; 24М; 30М; 36М	330
	4,2	3,0	0,6												345
	5,1	4,5	0,3						730	215	310				395
	5,7	4,5	0,6												415
	6,6	6,0	0,3		1500	1850	895								475
	7,2	6,0	0,6												490
	7,8	6,0	0,9												505
	8,4	6,0	1,2												520

	10,2	9,0	0,6		1800	2150	1045		790	275	385		24M		710
	10,8	9,0	0,9												735
	11,4	9,0	1,2												760
	12,0	9,0	1,5												785
0,5	3,6	3,0	0,3	6; 12; 18	1000	1350	645	595	840	210	440	4	18M	18M; 24M; 30M; 36M	370
	4,2	3,0	0,6												385
	5,1	4,5	0,3						845	215	500				440
	5,7	4,5	0,6												455
	6,6	6,0	0,3		1500	1850	895		905	275	540		24M		600
	7,2	6,0	0,6												620
	7,8	6,0	0,9												645
	8,4	6,0	1,2												670
	10,2	9,0	0,6		1800	2150	1045		915	285	640				900
	10,8	9,0	0,9												930
	11,4	9,0	1,2												960
	12,0	9,0	1,5												990
1,0	3,6	3,0	0,3	6; 12; 18	1000	1350	645	660	1120	260	770	4	24M	18M; 24M; 30M; 36M	590
	4,2	3,0	0,6												610
	5,1	4,5	0,3						1125	265					695
	5,7	4,5	0,6												720

* Номера двутавров несущей балки крана определяют лишь профиль нижней полки, предназначенной для подвески электротали.

Продолжение табл. 22.12

Грузоподъемность, т	Полная длина крана L	Пролет крана $L_п$	Длина консолей l_1 и l_2	Высота подъема	База крана B	Ширина крана B_1	B_2	Крайнее положение крюка l_3	h	h_1	Давление тележки на подкрановый путь, кг	Количество тележек, шт.	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: несущие *	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: подвесного пути	Общий вес крана, кг
	м	м	м	м	мм	мм	мм	мм, не более	мм, не более	мм, не более					
1,0	6,6	6,0	0,3	6; 12; 18	1500	1850	895	660	1125	265	860	4	24М	18М 24М; 30М; 36М	800
	7,2	6,0	0,6												830
	7,8	6,0	0,9												860
	8,4	6,0	1,2												890
	10,2	9,0	0,6		1800	2150	1045				965				1025
	10,8	9,0	0,9												1045
	11,4	9,0	1,2												1070
	12,0	9,0	1,5												1100
	13,2	12,0	0,6		2100	2450	1195		1185	325	1050		30М		1330
	13,8	12,0	0,9												1365
	14,4	12,0	1,2												1405
	15,0	12,0	1,5												1440
	16,2	15,0	0,6		2400	2750	1345		1245	385	1050		36М		1715
	16,8	15,0	0,9												1750
	17,4	15,0	1,2												1790
	18,0	15,0	1,5												1830
	3,6	3,0	0,3	6; 12; 18	1000	1350	635	710	1350 1290**	320 260**	1320	4			785
	4,2	3,0	0,6												815

2,0	5,1	4,5	0,3	6; 12; 18				710	1360 1300**	330 270**	1400	4	24M**	24M; 30M; 36M	895
	5,7	4,5	0,6												930
	6,6	6,0	0,3		1500	1850	885		1360	330	1400		30M		1025
	7,2	6,0	0,6												1060
	7,8	6,0	0,9								1550				1100
	8,4	6,0	1,2												1135
	10,2	9,0	0,6		1800	2150	1035		1420	390	1620		36M		1390
	10,8	9,0	0,9												1425
	11,4	9,0	1,2												1465
	12,0	9,0	1,5												1505
	13,2	12,0	0,6		2100	2450	1185		1600	570	1640				1755
	13,8	12,0	0,9												1800
	14,4	12,0	1,2								1710				1845
	15,0	12,0	1,5												1890
	16,2	15,0	0,6		2400	2750	1335		1545	515					2350
	16,8	15,0	0,9								1790				2405
	17,4	15,0	1,2												2455
	18,0	15,0	1,5												2510
3,2	3,6	3,0	0,3	6; 12; 18	1000	1365	645	750	1635	325	2020	4	30M	30M; 36M; 45M	1060
	4,2	3,0	0,6												1095
	5,1	4,5	0,3						1645	335					1180
	5,7	4,5	0,6												1215

* Номера двутавров несущей балки крана определяют лишь профиль нижней полки, предназначенной для подвески электротали.
** При исполнении со стыковыми замками профиль 24М применять не разрешается.

Продолжение табл. 22.12

Грузоподъемность, т	Полная длина крана L	Пролет крана $L_п$	Длина консолей l_1 и l_2	Высота подъема	База крана B	Ширина крана B_1	B_2	Крайнее положение крюка l_3	h	h_1	Давление тележки на подкрановый путь, кг	Количество тележек, шт.	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: несущие*	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: подвесного пути	Общий вес крана, кг
	м				мм			мм, не более							
3,2	6,6	6,0	0,3	6; 12; 18	1500	1865	895	750	1705	395	2020	4	36М	30М; 36М; 45М	1380
	7,2	6,0	0,6												1420
	7,8	6,0	0,9								2100				1460
	8,4	6,0	1,2												1500
	10,2	9,0	0,6		1600	2165	1045		1795	485			45М		1895
	10,8	9,0	0,9												1945
	11,4	9,0	1,2								2525				1995
	12,0	9,0	1,5												2045
	13,2	12,0	0,6		2100	2465	1195		1945	635					2175
	13,8	12,0	0,9												2235
	14,4	12,0	1,2												2285
	15,0	12,0	1,5								2625				2335
	16,2	15,0	0,6		2400	2765	1345		1955	645					2985
	16,8	15,0	0,9												3060
	17,4	15,0	1,2								2660				3110
	18,0	15,0	1,5												3170

5,0	3,6	3,0	0,3	6; 12; 18	1500	2095	970	880	1910	390	3200	4	36M	30M; 36M; 45M	1470
	4,7	3,0	0,6												1510
	5,1	4,5	0,3						2010	490			45M		1745
	5,7	4,5	0,6												1790
	6,6	6,0	0,3		1800	2395	1120		2010	490	3300				1890
	7,2	6,0	0,6												1945
	7,8	6,0	0,9								3530				2000
	8,4	6,0	1,2												2070
	10,2	9,0	0,6		2100	2695	1270		2160	640					2430
	10,8	9,0	0,9								3780				2480
	11,4	9,0	1,2												2530
	12,0	9,0	1,5												2590
	13,2	12,0	0,6		2400	2995	1420		2170	650					2955
	13,8	12,0	0,9												3020
	14,4	12,0	1,2								3880				3085
	15,0	12,0	1,5												3150
	16,2	15,0	0,6		2700	3295	1570								3735
	16,8	15,0	0,9												3820
	17,4	15,0	1,2												3980
	18,0	15,0	1,5												3965

* Номера двутавров несущей балки крана определяют лишь профиль нижней полки, предназначенной для подвески электротали.

Таблица 22.13. **Краны подвесные электрические однобалочные двухпролетные общего назначения грузоподъемностью 0,5—5,0 *т* (в соответствии с ГОСТ 7890—67)**

Грузоподъемность, *т*	Полная длина крана L	Пролеты крана $L_п$	Длина консолей l_1 и l_2	Высота подъема	База крана B	Ширина крана B_1	B_2	Крайнее положение крюка l_3	h	h_1	Давление тележки на подкрановый путь, *кг*	Количество тележек, шт.	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: несущие*	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: подвесного пути	Общий вес крана, *кг*
	м				*мм*			*мм, не более*							
0,5	16,2	7,5 + 7,5	0,6	6; 12; 18	1500	1910	955	595	845	215	525	6	18М	24М; 30М; 36М	890
	16,8	7,5 + 7,5	0,9												905
	17,4	7,5 + 7,5	1,2												920
	19,2	9 + 9	0,6		1800	2210	1105		905	275	540		24М		1250
	19,8	9 + 9	0,9												1275
	20,4	9 + 9	1,2												1295
	21,0	9 + 9	1,5												1320
	22,2	10,5 + 10,5	0,6								550				1365
	22,8	10,5 + 10,5	0,9												1390
	23,4	10,5 + 10,5	1,2												1410
	24,0	10,5 + 10,5	1,5												1435

1,0	16,2	7,5+7,5	0,6	6; 12; 18	1500	1910	955	655	1125	265	880	6	24М	18М; 24М; 30М; 36М	1245
	16,8	7,5+7,5	0,9												1270
	17,4	7,5+7,5	1,2												1290
	19,2	9+9	0,6		1800	2210	1105		1185	325	930		30М		1625
	19,8	9+9	0,9												1670
	20,4	9+9	1,2												1700
	21,0	9+9	1,5												1730
	22,2	10,5+10,5	0,6												1790
	22,8	10,5+10,5	0,9												1820
	23,4	10,5+10,5	1,2												1850
	24,0	10,5+10,5	1,6												1880
	25,2	12+12	0,6		2100	2510	1255		1245	385	1050		36М		2195
	25,8	12+12	0,9												2230
	26,4	12+12	1,2												2265
	27,0	12+12	1,5												2300
2,0	16,2	7,5+7,5	0,6	6; 12; 18	1500	1920	960	690	1360	330	1540	6	30М*	24М; 30М; 36М	1630
	16,8	7,5+7,5	0,9												1660
	17,4	7,5+7,5	1,2												1690
	19,2	9+9	0,6		1800	2220	1110		1420	390	1570		36М		2000
	19,8	9+9	0,9												2035
	20,4	9+9	1,2												2070
	21,0	9+9	1,5												2100
	22,2	10,5+10,5	0,6						1540	510					2170
	22,8	10,5+10,5	0,9												2210
	23,4	10,5+10,5	1,2												2245
	24,0	10,5+10,5	1,5												2280

* Номера двутавров несущей балки крана определяют лишь профиль нижней полки, предназначенной для подвески электротали.

Продолжение табл. 22.13

Грузоподъемность, т	Полная длина крана L	Пролеты крана $L_п$	Длина консолей l_1 и l_2	Высота подъема	База крана B	Ширина крана B_1	B_2	Крайнее положение крюка l_3	h	h_1	Давление тележки на подкрановый путь, кг	Количество тележек, шт.	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: несущие*	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: подвесного пути	Общий вес крана, кг
	м				мм			мм, не более							
2,0	25,2	12+12	0,6	6; 12; 18	2100	2520	1260	690	1600	570	1640	6	36М	24М; 30М; 36М	2680
	25,8	12+12	0,9												2725
	26,4	12+12	1,2												2770
	27,0	12+12	1,5												2815
3,2	16,2	7,5+7,5	0,6	6; 12; 18	1500	1940	970	670	1705	395	2350	6	36М	30М; 36М; 45М	2130
	16,8	7,5+7,5	0,9												2165
	17,4	7,5+7,5	1,2												2200
	19,2	9+9	0,6		1800	2240	1120		1795	485	2400		45М		2755
	19,8	9+9	0,9												2805
	20,4	9+9	1,2												2855
	21,0	9+9	1,5												2900
	22,2	10,5+10,5	0,6		1800	2240	1120		1795	485	2400				2995
	22,8	10,5+10,5	0,9												3045
	23,4	10,5+10,5	1,2												3090
	24,0	10,5+10,5	1,5												3135

3,2	25,2	12+12	0,6	6; 12; 18	2100	2540	1270	670	1945	635	2525	5	45М*	30М; 36М; 45М	3315
	25,8	12+12	0,9												3360
	26,4	12+12	1,2												3410
	27,0	12+12	1,5												3460
5,0	16,2	7,5+7,5	0,6	6; 12; 18	1800	2550	1275	880	2010	490	3450	6	45М	30М; 36М; 45М	2920
	18,8	7,5+7,5	0,9												2965
	17,4	7,5+7,5	1,2												3015
	19,2	9+9	0,6		2100	2850	1425		2160	640	3670				3480
	19,8	9+9	0,9												3630
	20,4	9+9	1,2												3585
	21,0	9+9	1,5												3635
	22,2	10,5+10,5	0,6												3740
	22,8	10,5+10,5	0,9												3790
	23,4	10,5+10,5	1,2												3850
	24,0	10,5+10,5	1,5												3900
	25,2	12+12	0,6		2400	3150	1575		2170	650	3880				4490
	25,8	12+12	0,9												4560
	26,4	12+12	1,2												4615
	27,0	12+12	1,5												4680

* Номера двутавров несущей балки крана определяют лишь профиль нижней полки, предназначенной для подвески электротали.

Таблица 22.14. **Краны подвесные электрические однобалочные трехпролетные общего назначения грузоподъемностью 1,0—5,0 *т* (в соответствии с ГОСТ 7890—67)**

Грузоподъемность, *т*	Полная длина крана *L*	Пролеты крана $L_п$	Длина консолей l_1 и l_2	Высота подъема	База крана *B*	Длина крана H_1	B_2	Крайнее положение крюка l_3	*h*	h_1	Давление тележки на подкрановый путь, *кг*	Количество тележек, шт.	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: несущие	Балки двутавровые по ГОСТ 5157—53: подвесного пути	Общий вес крана, *кг*
	м				*мм*			*мм, не более*							
1,0	28,2	9+9+9	0,6	6; 12; 18	1800	2210	1105	655	1185	325	930	8	30М	18М; 24М; 30М; 36М	2290
	28,8	9+9+9	0,9												2320
	29,4	9+9+9	1,2												2350
	30,0	9+9+9	1,5												2380
	34,2	10,5+12+10,5	0,6		2100	2510	1255		1245	385	1050		36М		3015
	34,8	10,5+12+10,5	0,9												3050

2,0	28,2	9+9+9	0,6	6; 12; 18	1800	2220	1110	690	1420	390	1570	8	36М	24М; 30М; 36М	2770
	28,8	9+9+9	0,6												2805
	29,4	9+9+9	1,2												2840
	30,0	9+9+9	1,5												2875
	34,2	10,5+12+10,5	0,6		2100	2520	1250		1600	570	1710				3560
	34,8	10,5+12+10,5	0,9												3600
3,2	28,2	9+9+9	0,6	6; 12; 18	1800	2240	1120	670	1795	485	2400	8	45М	30М; 36М; 45М	3790
	28,8	9+9+9	0,9												3840
	29,4	9+9+9	1,2												3885
	30,0	9+9+9	1,5												3935
	34,2	10,5+12+10,5	0,6		2100	2540	1270		1945	635	2625				4330
	34,8	10,5+12+10,5	0,9												4380
5,0	28,2	9+9+9	0,6	6; 12; 18	2100	2850	1425	880	2160	640	3670	8	45М	30М; 36М; 45М	4670
	28,8	9+9+9	0,9												4720
	29,4	9+9+9	1,2												4775
	30,0	9+9+9	1,5												4830
	34,2	10,5+12+10,5	0,6		2400	3150	1575		2170	650	3880				5830
	34,8	10,5+12+10,5	0,9												5890

Примечания: 1. Вес кранов дан с электроталями по ГОСТ 3472—63 с высотой подъема 6 *м* в исполнении без замков.
2. Допускается превышение веса кранов не более чем на 8%.

СНЕГОВЫЕ НАГРУЗКИ

Нормативную снеговую нагрузку на 1 $м^2$ площади горизонтальной проекции покрытия $p^н$ следует определять по формуле

$$p^н = p_0 c, \tag{22.7}$$

где p_0 — вес снегового покрова на 1 $м^2$ горизонтальной поверхности земли, принимаемый в зависимости от района СССР по табл. 22.15;

c — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нормативной нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с указаниями табл. 22.16 и 22.17.

При расчете рам и колонн зданий с покрытиями без перепадов высот разрешается принимать равномерно распределенную снеговую нагрузку.

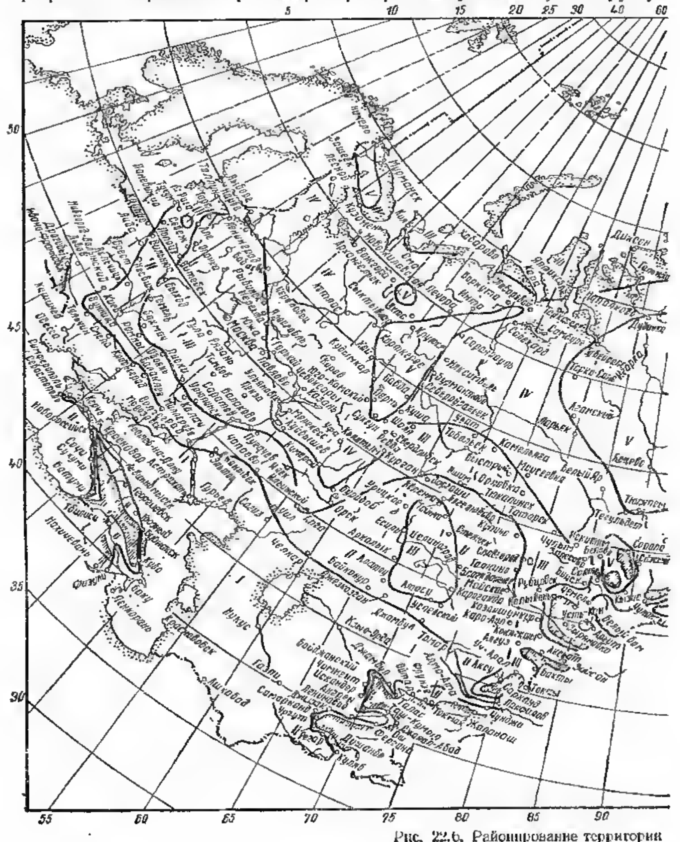


Рис. 22.6. Районирование территории

Таблица 22.15. Вес снегового покрова p_0 на 1 $м^2$ горизонтальной поверхности земли

Районы СССР (по рис. 22.6)	Вес снегового покрова земли, $кг/м^2$	Районы СССР (по рис. 22.6)	Вес снегового покрова земли $кг/м^2$
I	50	IV	150
II	70	V	200
III	100	VI	250

Примечание. Для горных местностей и пунктов с высотой над уровнем моря 2000 *м*, вес снегового покрова p_0 устанавливается на основании данных метеорологических станций о запасах воды в снеговом покрове по результатам снегосъемок на защищенных от воздействия ветра участках как среднее из максимальных ежегодных значений за многолетний период (не менее чем за 10 лет). При отсутствии данных снегосъемок вес снегового покрова может быть определен по формуле $p_0 = 220\,H$, где H — высота снегового покрова в *м*, принимаемая по данным метеорологических наблюдений как средняя из максимальных ежегодных высот на защищенном месте за указанное выше время. В горных местностях вес снегового покрова должен приниматься не менее 70 $кг/м^2$.

СССР по весу снегового покрова.

При определении величины снеговых нагрузок для покрытий цехов с избыточными тепловыделениями значения коэффициентов следует снижать на 20%.

Расчетная снеговая нагрузка p определяется как произведение нормативной нагрузки $p^н$ на коэффициент перегрузки n, принимаемый равным 1,4:

$$p = p^н n = 1{,}4 p^н .$$

Значения коэффициентов c для покрытий однопролетных зданий при различных схемах загружения снеговой нагрузки приведены в табл. 22.16.

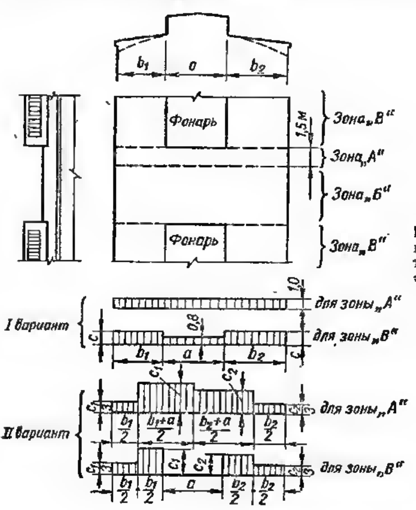


Рис. 22.7. Расчетные схемы снеговой нагрузки для покрытий у торца фонаря (значения c, c_1, c_2 следует принимать по табл. 22.16, схема 4, графа 3).

Значения коэффициентов c для определения снеговой нагрузки на покрытия у торцов фонарей определяются по рис. 22.7.

При этом для зоны Б коэффициент c принимается равным единице.

Для покрытий с M-образными фонарями коэффициенты c в зоне А следует принимать по схеме 5 в табл. 22.16 (как для участка с фонарем.)

Значения коэффициентов c для покрытий двухпролетных зданий при сопряжении кровель в одном уровне, а также для шедовых покрытий приведены в табл. 22.17.

Снеговую нагрузку для двухпролетных зданий, имеющих покрытие, характерное для однопролетных зданий, например покрытие двухпролетного цеха с фонарем по оси среднего ряда колонн, следует определять в соответствии с указаниями табл. 22.16.

Если высота перепада, м, между двумя смежными покрытиями менее $\frac{p_0}{200}$ (где p_0 в $кг/м^2$), величина снеговой нагрузки принимается по схемам 1—3 табл. 22.17.

При высоте перепада более $\frac{p_0}{200}$ схемы загружения снеговой нагрузкой и значения коэффициентов c для покрытия высокого пролета определяются как для отдельно стоящего здания, а для покрытия низкого пролета — с учетом снегоотложений в месте перепада по схемам 4—6 табл. 22.17.

Таблица 22.16. **Значения коэффициентов c для покрытий однопролетных зданий**

Номер схемы	Профиль покрытий	Расчетные схемы и значения коэффициентов c
1		I вариант При $\alpha \leqslant 20°$ $c = 1$; при $\alpha \geqslant 60°$ $c = 0$. Промежуточные значения c определяются интерполяцией
2		I вариант $c = \frac{l}{8f}$, но не более 1 и не менее 0,4
3		I вариант II вариант $c = \frac{l}{8f}$, но не более 1 и не менее 0,4. Вариант II следует рассматривать только при $\frac{f}{l} < \frac{1}{4}$
4	Только для покрытий с фонарем	I вариант II вариант Значения коэффициентов c определяются по формулам: $c = 1 + 0{,}2\frac{a}{b_1 + b_2}$; $c_1 = 1{,}5\left(1 + 0{,}6\frac{a}{b_1}\right)$; $c_2 = 1{,}5\left(1 + 0{,}4\frac{a}{b_2}\right)$, но принимаются не более: 4 — для ферм и балок при весе покрытия 150 $кг/м^2$ и менее; 2,5 — для ферм и балок при весе покрытия более 150 $кг/м^2$; 2 — для плит покрытий пролетом 6 $м$ и менее и 2,5 — для плит покрытий пролетом более 6 $м$, а также для прогонов независимо от пролета
5		I вариант II вариант

Таблица 22.17. Значения коэффициентов *c* для покрытий двухпролетных зданий

Номер схем	Профиль покрытия	Расчетные схемы и значения коэффициентов *c*
1	f, α, l_1, l_2	I вариант 1,0; II вариант 0,6, $\frac{l_1}{2}$, 1,4, $\frac{l_2}{2}$, 0,6; III вариант 0,6, $\frac{3}{4}l_1$, 1,4, $\frac{3}{4}l_2$, 0,6. Для односкатных и двускатных покрытий следует рассматривать: при $\alpha \leqslant 20°$ — I вариант расчетных схем; при $20° < \alpha < 35°$ — I и II варианты; при $\alpha \geqslant 35°$ — все варианты. Для сводчатых покрытий следует рассматривать I и II варианты расчетных схем независимо от величины угла α; III вариант следует принимать для расчета только при $\frac{f}{l} > \frac{1}{6}$
2	b_1, a, b_2, α	Для пролета с фонарем (независимо от наличия фонаря в смежном пролете) значения коэффициента c принимаются по схемам 4 и 5 табл. 22.16. Для пролета без фонаря коэффициенты c принимаются по схеме 1 настоящей таблицы
3	l, l	I вариант 1,0; II вариант 0,6, 1,4, 0,6, 1,4, $\frac{l}{2}$, $\frac{l}{2}$, $\frac{l}{2}$, $\frac{l}{2}$
4	H, l	I вариант c, 1,0, S. $S = 2H$ (где H — высота, *м*), но не менее 5 *м*, не более 10 *м* и не более l; $c = \frac{200\ H}{p_0}$, но не более 4,0
5	H_1, H_2, l	I вариант c_1, 1,0, S_1; II вариант 1,0, c_2, S_2. Значения c_1, c_2, а также S_1 и S_2 принимаются по схеме 1

Продолжение табл. 22.17

Номер схем	Профиль покрытия	Расчетные схемы и значения коэффициентов *c*
6		I вариант; II вариант; III вариант $c = 1 + 0{,}1\ \frac{a}{b}$; $c_1 = 1{,}5\ (1{,}0 + 0{,}6\ \frac{a}{b})$, но не более: 4 — для ферм и балок при весе покрытия 150 *кг/м²* и менее; 2,5 — для ферм и балок при весе покрытия более 150 *кг/м²*; 2 — для плит покрытий пролетом 6 *м* и менее и 2,5 — для плит пролетом более 6 *м*, а также для прогонов независимо от пролета. Значения c_2, c_3, а также S_2, S_3 принимаются по схеме 1. Причем S_2 и S_3 не более *b*.

Снеговая нагрузка в месте перепада профиля покрытия определяется независимо от наличия проемов в стене, образующей перепад.

Варианты загружения и значения коэффициентов *c* при определении величины снеговой нагрузки на покрытия многопролетных зданий следует принимать для каждого пролета в отдельности, поочередно рассматривая его совместно с одним из соседних пролетов (как слева, так и справа) и исходя из соответствующих вариантов загружения снеговой нагрузкой, приведенных в табл. 22.17.

Кроме расчетных схем, приведенных в табл. 22.16 и 22.17, в необходимых случаях следует учитывать также расчетные схемы со снеговой нагрузкой на половине или на четвертях пролета.

Для плоских и пологих $\left(\text{с уклоном } i < 0{,}1 \text{ или } \frac{f}{l} < 0{,}1\right)$ покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца не менее 4 *м/сек* *, значения коэффициентов *c*, приведенные для указанных покрытий в табл. 22.16 и 22.17, следует снижать на 20%.

Указанное снижение не распространяется на покрытия зданий, защищенных от прямого воздействия ветра соседними более высокими зданиями, удаленными менее чем на 10*h*, где *h* — разность высот соседнего и проектируемого зданий, и на покрытия зданий, расположенных в лесу; на участки покрытий пониженных пролетов в зоне 10-кратной высоты перепада; на покрытия со сплошными парапетами высотой более 0,5 *м*; на плоские покрытия, имеющие вентиляционные и дымовые шахты или другие надстройки, занимающие более 5% площади покрытия.

---

* Средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца определяется для района строительства по данным главы СНиП II-А. 6—69. При отсутствии в СНиП сведений о средней скорости ветра для данного пункта ее значение определяется по климатологическому справочнику СССР.

ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ

Нормативная ветровая нагрузка $q^н$, *кг/м²*, принимаемая нормальной к поверхности сооружения или отдельной его части, определяется по формуле

$$q^н = q_0 c, \tag{22.8}$$

где q_0 — нормативный скоростной напор, *кг/м²*, принимаемый по табл. 22.18 и 22.19;

c — аэродинамический коэффициент, принимаемый по табл. 22.20.

Для обозначенных на карте (рис. 22.8) горных местностей с отметкой над уровнем моря 200 *м* и более нормативный скоростной напор следует определять по данным местных управлений гидрометеорологической службы

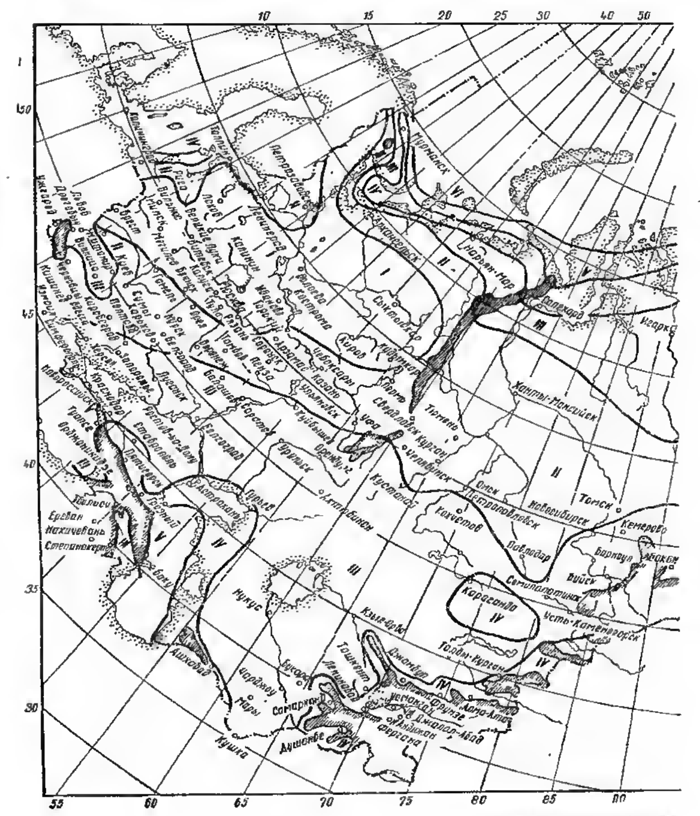


Рис. 22.8. Районирование территории

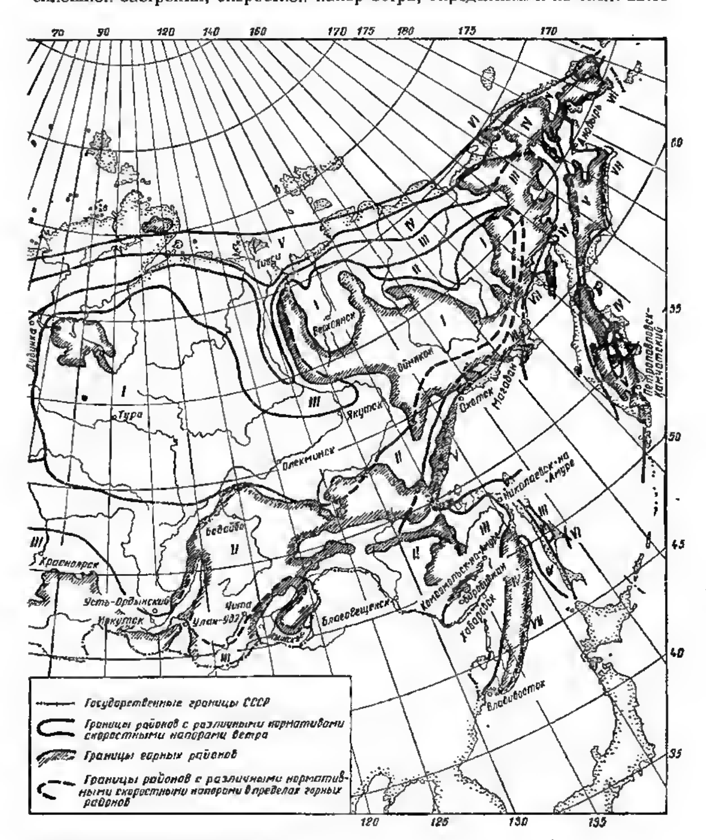
о скоростях ветра для высоты 10 *м* от поверхности земли (при двухминутном осреднении наблюдаемых скоростей) по формуле

$$q_0 = \frac{v^2}{16}, \tag{22.9}$$

где v — превышаемая один раз в 5 лет скорость ветра, *м/сек*, определяемая из длительного ряда наблюдений.

Для горных местностей с отметкой над уровнем моря менее 200 *м* нормативные скоростные напоры следует принимать по табл. 22.18 в соответствии с номером района, в котором находится горная местность.

Для зданий и сооружений, проектируемых для строительства среди сплошной застройки, скоростной напор ветра, определяемый по табл. 22.18



СССР по скоростным напорам ветра.

Таблица 22.18. **Нормативные скоростные напоры ветра q_0 для высоты над поверхностью земли до 10 м**

Районы СССР (по рис. 22.8)	Нормативный скоростной напор ветра, кг/м²	Районы СССР (по рис. 22.8)	Нормативный скоростной напор ветра, кг/м²
I	27	V	70
II	35	VI	85
III	45	VII	100
IV	55		

Таблица 22.19. **Поправочные коэффициенты на возрастание скоростных напоров ветра для высот более 10 м (за исключением горных местностей)**

Высота над поверхностью земли, м	Поправочный коэффициент	Высота над поверхностью земли, м	Поправочный коэффициент
До 10	1,0	100	2,2
20	1,35	350	
40	1,8	и выше	3,0

Примечания: 1. Для горных местностей поправочные коэффициенты принимаются в соответствии с данными гидрометеорологической службы, но не менее значений, приведенных в табл. 22.19.

2. Для промежуточных высот величина поправочных коэффициентов определяется линейной интерполяцией. В пределах отдельных зон зданий и сооружений при высоте каждой зоны не более 10 м величину поправочных коэффициентов допускается принимать постоянной и определять ее для средней точки зоны.

Таблица 22.20. **Аэродинамические коэффициенты**

Поверхности сооружений в схемы сечений отдельных сооружений, элементов	Аэродинамический коэффициент	Примечания
1. Вертикальные поверхности: с наветренной стороны с заветренной стороны	 +0,8 —0,6	Положительные значения аэродинамического коэффициента соответствуют направлению ветрового давления внутрь сооружения (положительное давление), отрицательные — из сооружения наружу (отрицательное давление)
2. Вертикальные и отклоняющиеся от вертикали не более чем на 30° поверхности в зданиях с многорядным расположением фонарей и другими сложными профилями (если в таблице не приводится специальная схема): крайние поверхности и возвышающиеся промежуточные поверхности с наветренной стороны то же с заветренной стороны промежуточные поверхности с наветренной стороны то же с заветренной стороны	 +0,8 —0,6 +0,4 —0,4	
3. [Схема: Направление ветра; c; α; −0,4; h]	При $\alpha = 0$ $c = 0$ $\alpha = 30°$ $c = +0,2$ $\alpha \geq 60°$ $c = +0,8$	Значение c для промежуточных значений α определяется линейной интерполяцией

Продолжение табл. 22.20.

Поверхности сооружений и схемы сечений отдельных сооружений элементов	Аэродинамический коэффициент	Примечания
4. Направление ветра; *а* Поперечное сечение; $\frac{H}{f} \geq 1$; *б* План	При $0 \leqslant \alpha = 15°$ $c = -0{,}8$; $\alpha = 30°$ $c = 0$; $\alpha \geqslant 60°$ $c = +0{,}8$	В случае $\frac{H}{f} < 1$ коэффициент c определяется линейной интерполяцией между значениями c для схемы 3 (при $\frac{H}{f} = 0$) и схемы 4 (при $\frac{H}{f} = 1$). Приведенные на схеме 4*б* аэродинамические коэффициенты относятся к поверхности стен закрытых зданий с прямоугольным планом (см. также схемы 5, 6, 7, 8,*б*)
5. Направление ветра	См. схему сооружения и схему 4*б*	Аэродинамические коэффициенты не зависят от величины углов α и β
6. Направление ветра; $\gamma \leq 30°$	То же	
7. *а* Направление ветра; $\frac{1}{3}L$, $\frac{1}{3}L$, $\frac{1}{3}L$, L; *б* Направление ветра; $\frac{1}{3}L$, $\frac{1}{3}L$, $\frac{1}{3}L$, L	См. схему 4*а* (значения c) и схему 4*б*	При расчете стен и колонн здания не учитываются ветровые нагрузки на скаты покрытия, имеющие горизонтальную составляющую, направленную против ветра

Продолжение табл. 22.20

<table>
<tr><th>Поверхности сооружений и схемы сечений отдельных сооружений элементов</th><th>Аэродинамический коэффициент</th><th>Примечания</th></tr>
<tr><td>8.
Направление ветра
а: c, c_1, c_2, $0,1l$, l
б: c, c_1, c_2, $0,1l$, $+0,8$, $-0,8$, l</td><td>Значения c, c_1, c_2
<table>
<tr><th>f/l</th><th>c</th><th>c_1</th><th>c_2</th></tr>
<tr><td>⩽ 0,1</td><td>—0,8</td><td>+0,1</td><td>—0,8</td></tr>
<tr><td>0,2</td><td>—0,9</td><td>+0,3</td><td>—0,7</td></tr>
<tr><td>0,3</td><td>—1,0</td><td>+0,4</td><td>—0,3</td></tr>
<tr><td>0,4</td><td>—1,1</td><td>+0,6</td><td>+0,4</td></tr>
<tr><td>0,5</td><td>—1,2</td><td>+0,7</td><td>+0,7</td></tr>
</table>
см. также схему 4б</td><td>Для промежуточных значений аэродинамические коэффициенты определяются линейной интерполяцией</td></tr>
<tr><td>9.
Направление ветра
а Поперечное сечение
c, c, $-0,4$, $0,8$, $-0,6$, $+0,8$, $-0,6$
План $-0,6$, $+0,8$, $-0,6$, $-0,6$
б Направление ветра
Поперечное сечение
$-0,4$, $-0,4$, c, $-0,6$, $+0,8$, $-0,6$, $+0,8$
План $-0,6$, $-0,6$, $+0,8$, $-0,6$</td><td>Значение c см. на схеме 4а</td><td>Указанные схемы принимаются для зданий, постоянно открытых с какой-либо одной стороны: полностью (при отсутствии стены на этой стороне) или частично (при наличии постоянно открытых проемов площадью не менее 30% от площади стены)</td></tr>
</table>

Продолжение 22.20

<table>
<tr><th>Поверхность сооружений и схемы сечений отдельных сооружений элементов</th><th>Аэродинамический коэффициент</th><th>Примечания</th></tr>
<tr><td>10.
Направление ветра
c_1 c_2 c_3 c_4 α
1 вариант 2 вариант
а
Направление ветра
c_2 c_1 c_4 c_3 α
1 вариант 2 вариант
б</td><td>Значения c_1, c_2, c_3, c_4
<table>
<tr><td>α</td><td>0°</td><td>30°</td></tr>
<tr><td>c_1</td><td>—0,4</td><td>—0,2</td></tr>
<tr><td>c_2</td><td>—1,2</td><td>—1,4</td></tr>
<tr><td>c_3</td><td>+1,2</td><td>+1,4</td></tr>
<tr><td>c_4</td><td>+0,4</td><td>+0,2</td></tr>
</table></td><td rowspan="2">Указанные схемы применяются для зданий без стен (навесов). Аэродинамические коэффициенты относятся к сумме давлений на верхнюю и нижнюю поверхности навесов. При указанном направлении ветра следует рассматривать как 1-й, так и 2-й варианты. Для промежуточных значений α аэродинамические коэффициенты определяются линейной интерполяцией</td></tr>
<tr><td>11.
Направление ветра
c_5 c_6 c_6 c_5 α
1 вариант 2 вариант</td><td>Значения c_5 и c_6
<table>
<tr><td>α</td><td>0°</td><td>30°</td></tr>
<tr><td>c_5</td><td>$\mp 1{,}2$</td><td>$\mp 1{,}4$</td></tr>
<tr><td>c_6</td><td>$\mp 0{,}4$</td><td>$\mp 0{,}6$</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>12. Профили элементов решетчатых конструкций</td><td>$c = 1{,}4$
(при направлении ветра, перпендикулярном продольной оси элемента)</td><td>Аэродинамический коэффициент c относится к площади проекции элемента на плоскость, перпендикулярную направлению ветра</td></tr>
<tr><td>13. Плоская ферма
h l
Ветер направлен перпендикулярно плоскости фермы</td><td>Аэродинамический коэффициент плоской фермы
$c_ф = \frac{\Sigma c_i f_i}{S}$,
f_i — площадь проекции элемента фермы на ее плоскость;
c_i — аэродинамический коэффициент элемента фермы;
S — площадь фермы, вычисленная по ее наружному габариту.
Если для всех элементов фермы $c_i = c$,
то $c_ф = c\varphi$,
где $\varphi = \frac{\Sigma f_i}{S}$ — коэффициент заполнения</td><td>c_i определяются по пп. 12 и 17</td></tr>
</table>

Продолжение табл. 22.20

<table>
<tr><th>Поверхности сооружений и схемы сечений отдельных сооружений элементов</th><th>Аэродинамический коэффициент</th><th>Примечания</th></tr>
<tr><td>14. Ряд плоских параллельных ферм
Направление ветра</td><td>Аэродинамический коэффициент первой фермы с наветренной стороны $c_ф$ — по п. 13; для второй и последующих ферм $c_ф = c_ф\eta$, где η — коэффициент, определяемый по таблице в зависимости от φ и $\frac{b}{h}$:
<table>
<tr><th>φ \ b/h</th><th>≤1</th><th>2</th><th>4</th><th>6</th></tr>
<tr><td>≤0,1</td><td>1,0</td><td>1,0</td><td>1,0</td><td>1,0</td></tr>
<tr><td>0,2</td><td>0,85</td><td>0,90</td><td>0,93</td><td>0,97</td></tr>
<tr><td>0,3</td><td>0,68</td><td>0,75</td><td>0,80</td><td>0,85</td></tr>
<tr><td>0,4</td><td>0,50</td><td>0,60</td><td>0,67</td><td>0,73</td></tr>
<tr><td>0,5</td><td>0,33</td><td>0,45</td><td>0,53</td><td>0,62</td></tr>
<tr><td>0,6</td><td>0,15</td><td>0,30</td><td>0,40</td><td>0,50</td></tr>
<tr><td>1,0</td><td>0,15</td><td>0,30</td><td>0,40</td><td>0,50</td></tr>
</table></td><td>Значения η в интервале φ от 0,1 до 0,2 определяются линейной экстраполяцией (на основании значений η в интервале φ от 0,2 до 0,6) и принимаются не более 1,0. В остальных случаях промежуточные значения η определяются линейной интерполяцией. Для особо ответственных конструкций коэффициент η уточняется на основании экспериментальных данных (продувок в аэродинамической трубе)</td></tr>
<tr><td>15. Пространственная ферма
Направление ветра
Решетчатые башни
Четырехгранная
Трехгранная
Четырехгранная</td><td>Аэродинамический коэффициент пространственной фермы (башни):
$c_{пр} = c_ф (1 + \eta)$,
где $c_ф$ — аэродинамический коэффициент плоской фермы (по п. 13);
η — коэффициент, определяемый по п. 14.
Для трехгранной башни при $\varphi > 0,1$ коэффициент $c_{пр}$ умножается на 0,9</td><td>При определении $c_{пр}$ значение $c_ф$ вычисляется во всех случаях в предположении направления ветра перпендикулярно плоскости наветренной грани фермы (башни).
При направлении ветра по диагонали четырехгранной башни величина $c_{пр}$, вычисленная по формуле, умножается на коэффициент ψ, принимаемый для железобетонных башен $\psi = 1,2$</td></tr>
</table>

Продолжение табл. 22.20

Поверхности сооружений и схемы сечений отдельных сооружений элементов	Аэродинамический коэффициент	Примечания
а) Сооружения с цилиндрической поверхностью: дымовые трубы (цилиндрические и с малой коничностью), мачты, резервуары, градирни, трубопроводы и т. п.	Значения c (см. таблицу ниже)	Коэффициенты c относятся к единице площади наружной поверхности сооружения. Данные таблицы применимы, если число Рейнольдса $Re = \frac{vd}{\nu} > 4 \cdot 10^5$. Здесь v — учитываемая в расчете скорость ветра, *м/сек*; d — диаметр сооружения, *м*; ν — кинематическая вязкость воздуха. (При $t = 15°$ С и атмосферном давлении 760 *мм* рт. ст. $\nu = 0{,}145 \cdot 10^{-4}$ *м²/сек*). Приведенное распределение ветрового давления по поверхности сооружения рассматривается при расчете оболочки сооружения, а также во всех случаях, когда существенное значение имеет учет местного воздействия ветра.
б) Сооружения со сферической поповерхностью. Сооружения, указанные в п. 16 «а», а также элементы трубчатого и круглого сечения в решетчатых конструкциях, провода, тросы и т. п.		Коэффициент c относится к площади проекции сооружения или элемента на плоскость, перпендикулярную направлению ветра (площадь миделевого сечения), и учитывается при расчете сооружения в целом. Для проводов и тросов линий электропередач коэффициент c принимается не более 1,1.

Значения c

α	Цилиндрическая поверхность $h/d \geq 25$	Цилиндрическая поверхность $h/d=7$	Цилиндрическая поверхность $h/d=1$	Сферическая поверхность
0°	+1,0	+1,0	+1,0	+1,0
15°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,9
30°	+0,1	+0,1	+0,1	+0,6
45°	—0,9	—0,8	—0,7	—0,1
60°	—1,9	—1,7	—1,2	—0,7
75°	—2,5	—2,2	—1,7	—1,1
90°	—2,6	—2,2	—1,7	—1,2
105°	—1,9	—1,7	—1,2	—1,0
120°	—0,9	—0,8	—0,7	—0,6
135°	—0,7	—0,6	—0,5	—0,2
150°	—0,6	—0,5	—0,4	+0,1
165°	—0,6	—0,5	—0,4	+0,3
180°	—0,6	—0,5	—0,4	+0,4

Примечание. Для закрытых зданий по п. 4, 5, 6, 7, 8б с открывающимися проемами (окна, ворота, двери), распределенными по периметру здания, или стенами из асбестоцементных листов (независимо от наличия проемов) при расчете ограждений наружных стен, стоек и ригелей, фахверка, импостов остеклений и т. п. следует принимать аэродинамические коэффициенты: $c = +1{,}0$ — при расчете на положительное давление или $c = -0{,}8$ — при расчете на отрицательные давления.

и 22.19, разрешается снижать в пределах средней высоты окружающих зданий на 20%.

Для зданий и сооружений высотой до 5 *м* скоростной напор ветра, определяемый по табл. 22.18, разрешается снижать на 25%. В этом случае предусмотренное выше снижение скоростного напора на 20% не должно учитываться.

Расчетная ветровая нагрузка q определяется как произведение нормативной ветровой нагрузки $q^н$ на коэффициент перегрузки, который принимается

для жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений — 1,2; для сооружений другого назначения — в соответствии с указаниями, приводимыми в нормах проектирования этих сооружений; для высоких сооружений, при расчете которых ветровая нагрузка имеет решающее значение (башен, градирен и т. п. сооружений),— 1,3, если в нормах проектирования этих сооружений не приводится другое значение этого коэффициента.

При проверке прочности конструкций для условий монтажа коэффициент перегрузки к ветровой нагрузке не вводится.

Ветровая нагрузка для высоких сооружений (мачт, дымовых труб, башен, опор линий электропередачи и т. п.) с периодом колебаний более

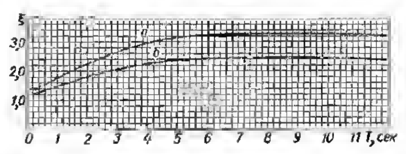


Рис. 22.9. Графики для определения коэффициентов динамичности:
а — для стальных сооружений, б — для железобетонных и каменных сооружений.

0,25 *сек* должна определяться с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора, вызываемых порывами ветра.

Сооружение условно разбивается по высоте на r участков с текущим номером $j = 1, 2, \ldots, k; \ldots r$; масса участка сооружения и действующая на него ветровая нагрузка сосредотачиваются в середине участка. Расчетная ветровая нагрузка (m), действующая на k-тый участок сооружения, определяется по формуле

$$P_k = q_k S_k + M_k \sqrt{\sum_{i=1}^{3} \xi_i^2 \eta_{ik}^2}; \tag{22.10}$$

первый член правой части формулы (22.10) учитывает статическое действие расчетного скоростного напора, второй — динамическое воздействие порывов ветра;

η_{ik} — коэффициент, зависящий от вида i-й формы свободных колебаний сооружения ($i = 1, 2, \ldots, s$) и от места расположения массы, определяется по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{\alpha_i(x_k) \sum_{j=1}^{n} \alpha_i(x_j) q_j S_j m_j}{\sum_{j=1}^{r} \alpha_i^2(x_j) M_j}; \tag{22.11}$$

$q_j = q_0 k_j c_j n$ — расчетное давление ветра, $m/м^2$, для участка j ($j = 1, 2, \ldots, k, \ldots, r$);

q_0 — нормативный скоростной напор ветра для высоты над поверхностью земли 10 *м*, принимаемый по табл. 22.16;

k_j — поправочный коэффициент на возрастание скоростного напора для середины данного участка, принимаемый по табл. 22.17;

c_j — аэродинамический коэффициент для участка j, принимаемый по табл. 22.18;

n — коэффициент перегрузки, принимаемый 1,3, если в нормах проектирования этих сооружений не приводится другое значение коэффициента;

S_j — площадь проекции участка j на плоскость, перпендикулярную направлению ветра;

M_j — масса участка j, $m \cdot сек^2/м$;

ξ_i — коэффициент динамичности, зависящий от периода T_i, соответствующего i-той форме свободных колебаний и от логарифмического декремента затухания колебаний сооружения, определяемый по графику на рис. 22.9;

$\alpha_i(x_k)$ и $\alpha_i(x_j)$ — относительные ординаты i-той формы свободных колебаний сооружения в рассматриваемой точке k и во всех точках j, где сосредоточены массы M_j;

m_j — коэффициент пульсации скоростного напора ветра в точке j, определяемой по табл. 22.21.

Динамическое воздействие пульсаций скоростного напора следует также учитывать при определении ветровой нагрузки на здания с числом этажей

Таблица 22.21. **Коэффициенты пульсации скоростного напора ветра**

Высота в *м*, для которой определяется коэффициент пульсации скоростного напора	До 20	40	60	80	100—200	200—300	300—400	Выше 400
Для сооружений	0,35	0,32	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,10
Для проводов и тросов	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15	0,12	0,10	0,08

более 12. При этом коэффициент пульсации m следует принимать постоянным по всей высоте здания и равным 0,2.

При определении ветровой нагрузки на высокие сооружения консольного типа, например дымовые трубы, башни и другие подобные сооружения, с высотой $H < 150$ *м* допускается учитывать только колебания по основному тону.

В этом случае

$$P_k = q_k S_k + M_k \xi_1 \eta_{1k},$$

где ξ_1 и η_{1k} соответствуют первой форме свободных колебаний.

Высокие сооружения консольного типа с высотой $H > 150$ *м* следует рассчитывать на ветровую нагрузку с учетом высших форм колебаний; число форм колебаний s принимается не более трех.

Для сооружения с массой и ветровой нагрузкой, приведенных к его вершине (например, одноэтажные открытые площадки с расположенным на них технологическим оборудованием и другие сооружения) расчетную ветровую нагрузку следует умножать на коэффициент увеличения расчетного напора

$$\beta = 1 + \xi m.$$

Определение ветровой нагрузки при расчете высоких аппаратов, установленных на отдельных фундаментах или постаментах, а также открытых этажерок, насыщенных трубопроводами и другим оборудованием, производится по специальным указаниям.

Для гибких высоких сооружений цилиндрической формы — дымовых труб, мачт и т. п.— кроме расчета на скоростной напор ветра с учетом его порывов, необходим также поверочный расчет на резонанс. Этот расчет не производится при критической скорости ветра более 25 *м/сек*.

Критическая скорость ветра, вызывающая резонансные колебания, определяется по формуле

$$v_{кр} = \frac{5d}{T}, \qquad (22.12)$$

где T — период свободных колебаний сооружения, *сек*;

d — диаметр сооружения, *м*.

Аэродинамические силы $F(x_1 t)$, действующие на сооружение, определяются по формуле

$$F(x_1 t) = \frac{4}{\pi} F_0 \alpha(x) \sin \omega t = F_1(x) \sin \omega t, \qquad (22.13)$$

где $F_0 = \frac{v_{кр}^2 d}{64}$ — наибольшая амплитуда силы $F(x_1 t)$, *кг/м*, у свободного конца консольного цилиндра или в середине пролета трубчатой мачты на оттяжках;

$\alpha x = \dfrac{X_1\left(\frac{x}{h}\right)}{X_1\left(\frac{x}{h}\right)_{x = x_1}}$ — коэффициент формы колебаний;

$X_1\left(\frac{x}{h}\right)$ — функция, определяющая первую форму свободных колебаний сооружения; для сооружений переменного сечения вычисляется методом последовательных приближений;

x — текущая координата, отсчитываемая по вертикали от начала координат;

x_1 — расстояние от сечения с наибольшей амплитудой до начала координат;

h — высота сооружения;

t — время, *сек*;

$\omega = \frac{2\pi}{T}$ — круговая частота.

Резонансная амплитуда колебаний и динамический изгибающий момент в рассматриваемом сечении упруго защемленного в фундамент консольного цилиндрического сооружения определяются по формулам:

$$y_д = 0{,}8 \frac{\pi}{\delta} y_{ст}; \qquad (22.14)$$

$$M_д = 0{,}8 \frac{\pi}{\delta} M_{ст}, \qquad (22.15)$$

где $y_{ст}$, $M_{ст}$ — статический прогиб и изгибающий момент в рассматриваемом сечении сооружения под действием нагрузки $F_1(x)$;

δ — логарифмический декремент затухания, принимаемый для железобетонных сооружений 0,30;

0,8 — коэффициент, учитывающий малую вероятность возникновения плоскопараллельного потока ветра по всей высоте сооружения.

При $v_{кр} > 10$ *м/сек* расчетный динамический изгибающий момент в рассматриваемом сечении сооружения определяется по формуле

$$M'_д = \sqrt{M_д^2 + M_{v_{кр}}^2},$$

где $M_д$ — динамический изгибающий момент при резонансе;

$M_{v_{кр}}$ — изгибающий момент от скоростного напора ветра $\frac{v_{кр}^2}{16}$ с учетом коэффициента β.

При $v_{кр} = 10$ *м/сек* разрешается принимать $M'_д$ равным $M_д$.

Глава 23.

ВОЗДЕЙСТВИЯ

УЧЕТ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Конструкции зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должны быть рассчитаны, кроме обычных нагрузок, на действие сейсмических сил. Расчет ведется в предположении статического действия сейсмических сил, распределение которых принимается в зависимости от расположения масс в сооружении.

Расчет зданий и сооружений с учетом сейсмического воздействия производится по первому предельному состоянию (по несущей способности).

Конструкции зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должны удовлетворять расчетам на основное и дополнительное сочетание нагрузок; на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия.

В особое сочетание входит расчетные величины постоянных, временных, длительных и кратковременных нагрузок и сейсмических воздействий, определяемых в соответствии с указаниями настоящей главы.

При расчете на сейсмические воздействия к величинам расчетных нагрузок вводятся коэффициенты сочетания: для постоянных нагрузок — 0,9; временных длительных — 0,8; кратковременных нагрузок на перекрытия и снеговых нагрузок — 0,5.

При расчете на сейсмические воздействия снижение нагрузок на перекрытия, предусмотренное нормами (см. стр. 928), не учитывается.

Кратковременными нагрузками, которые необходимо учитывать в особом сочетании, являются нагрузки на перекрытия, предусмотренные табл. 22.4, снеговые нагрузки, нагрузки от веса мостовых кранов и подвесных кранов.

При расчете конструкций на сейсмические воздействия нагрузки от ветра, динамическое воздействие от оборудования, горизонтальные инерционные силы от масс на гибких подвесках, тормозные и боковые усилия от движения кранов и температурные климатические воздействия не учитываются. Грузоподъемность крана и вес тележки учитываются только при определении вертикальной сейсмической силы. При этом грузоподъемность учитывается с коэффициентом 0,3.

При проектировании конструкций следует учитывать, что сейсмические силы могут иметь любое направление в пространстве. Сейсмические силы при расчете зданий, сооружений и их отдельных конструкций принимают, как правило, действующими горизонтально в направлениях продольной и поперечной осей, за исключением консольных конструкций с незначительными массами по сравнению со зданием (балконы, козырьки и т. п.). Действие сейсмической нагрузки в обоих направлениях учитывается раздельно.

Расчетное значение сейсмической нагрузки S_{ik}, соответствующее i-му тону собственных колебаний сооружения, определяется по формуле

$$S_{ik} = Q_k k_c \beta_i \eta_{ik}, \qquad (23.1)$$

где Q_k — нагрузка, вызывающая инерционную силу, принятая сосредоточенной в точке K;

k_c — коэффициент сейсмичности, значение которого принимается по табл. 23.1;

β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i-той форме собственных колебаний рассчитываемого сооружения;

η_{ik} — коэффициент, зависящий от формы деформаций сооружения при его собственных колебаниях по i-той форме и от места расположения нагрузки Q_k (рис. 23.1).

Значения β_i определяются по графику на рис. 23.2 или по формуле

$$\beta_i = \frac{1}{T_i}, \tag{23.2}$$

где T_i — численное значение периода собственных колебаний сооружения.

Величина β_i принимается не менее 0,8 и не более 3.

Значение η_{ik} определяется по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_1^2(x_j)}, \tag{23.3}$$

где $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ — смещения сооружений при собственных колебаниях в рассматриваемой точке k и во всех точках j, где в соответствии с расчетной схемой принята сосредоточенной его масса.

Таблица 23.1. **Значения коэффициента сейсмичности k_c**

Расчетная сейсмичность, баллы	7	8	9
Значения коэффициента сейсмичности	0,025	0,05	0,1

При проектировании особо ответственных сооружений и высоких зданий допускается проведение динамического расчета с использованием акселлограмм.

При расчете высоких сооружений с небольшими размерами в плане (башни, мачты, дымовые трубы и т. п. сооружения) коэффициент β_i вследствие сравнительно малого затухания колебаний увеличивается в 1,5 раза.

Рис. 23.1 Расчетная схема системы с n числом степеней свободы.

При расчете каркасов зданий, в которых стеновое заполнение не оказывает существенного влияния на деформативность сооружения при отношении высоты стоек к их поперечному размеру, равному или более 25, коэффициент β_i увеличивается в 1,5 раза. Если отношение высоты стоек к поперечному размеру равно или меньше 1,5, коэффициент β_i не увеличивается. При промежуточных значениях отношения высоты стоек к их поперечному сечению увеличение коэффициента β_i принимается по интерполяции.

Следует подчеркнуть, что величину, на которую увеличивается коэффициент, допускается уточнять на основании результатов экспериментальных исследований.

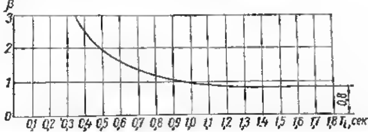
Для зданий с числом этажей $n > 5$ сейсмическая нагрузка умножается на коэффициент, равный $1 + 0{,}1\,(n - 5)$, но не более 1,4, а для крупнопанельных зданий и зданий со стенами из монолитного железобетона умножается на коэффициент, равный $1 + 0{,}06\,(n - 5)$, но не более 1,3.

Из этих коэффициентов увеличения сейсмической нагрузки при расчете следует принимать один, больший.

Расчетная сейсмическая нагрузка для каркасных одноэтажных промышленных зданий, высота которых до низа балок или ферм составляет не более 8 *м* и с пролетами не более 18 *м*, определяется с дополнительным коэффициентом 0,8.

Здания и сооружения, имеющие период первого (основного) тона собственных колебаний больше 0,5 *сек*, следует рассчитывать с учетом высших форм колебаний, как правило, не больше трех.

Расчет зданий и сооружений с периодом колебаний основного тона менее 0,5 *сек*, у которых жесткость и масса незначительно изменяются по высоте, допускается производить с учетом только первой формы колебаний.



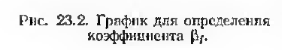


Рис. 23.2. График для определения коэффициента β_i.

При расчете таких зданий со сложной конструктивной схемой высотой до 5 этажей включительно допускается принимать коэффициент $\beta_i = 3$, а η_{ik} вычислять по упрощенной формуле

$$\eta_{ik} = \frac{x_k \sum_{j=1}^{n} Q_j x_j}{\sum_{j=1}^{n} Q_j x_j^2}, \tag{23.4}$$

где x_k и x_j — расстояния между k-й или j-й точками, в которых приняты сосредоточенными массы сооружения, и верхним обрезом фундаментов.

Таблица 23.2. Величины произведений коэффициентов

Этаж	Количество этажей в здании				
	1	2	3	4	5
Первый	3	1,8	1,3	1	0,8
Второй	—	3,6	2,6	2	1,6
Третий	—	—	3,9	3	2,5
Четвертый	—	—	—	4	3,3
Пятый	—	—	—	—	4,1

Для зданий с несущими стенами высотой до 5 этажей включительно допускается использование величин произведений $\beta\eta_k$, приведенных в табл. 23.2.

При наличии в зданиях подвалов горизонтальную сейсмическую силу в уровне перекрытия подвала допускается определять, принимая произведение $\beta\eta_k = 1$.

Расчетные усилия $N_р$ (поперечная или нормальная сила, изгибающий момент) в рассматриваемом сечении конструкции от действия сейсмической нагрузки при учете высших форм колебаний определяются по формуле

$$N_р = \sqrt{N_{макс}^2 + 0,5 \sum_{i=1}^{n} N_i^2}, \tag{23.5}$$

где $N_р$ — расчетное значение усилий (поперечной силы, изгибающего момента или других усилий) в рассматриваемом сечении от действия сейсмической нагрузки;

$N_{макс}$ — наибольшее значение данного вида усилия в рассматриваемом сечении, определяемое из сопоставления эпюр усилий, вызываемых сейсмическими силами, отвечающими отдельным формам колебаний сооружения;

N_i — значения усилия в том же сечении по другим эпюрам, кроме значения $N_{макс}$. Суммирование производится по всем эпюрам данного усилия, кроме эпюры, которой отвечает максимальное значение усилия $N_{макс}$.

Усилия в конструкциях N_i ($N_{макс}$), соответствующие учитываемым формам собственных колебаний, определяются при условии статического действия на сооружение сейсмических сил S_i, вычисленных по формуле (23.1).

Консольные конструкции с незначительными массами по сравнению со зданием (балконы, козырьки и т. п.) должны быть рассчитаны на вертикальную сейсмическую нагрузку при значении $\beta\eta_k = 5$.

Определение вертикальной сейсмической нагрузки производится по формуле (23.1) в зависимости от частоты и формы собственных вертикальных колебаний конструкции.

Расчет конструкций, возвышающихся над зданием и имеющих по сравнению с ним незначительные сечения и массу (парапеты, фронтоны и т. п.), а также жестких конструкций небольших размеров (тяжелое оборудование и т. п.) следует производить с учетом сейсмической нагрузки, вычисленной при $\beta\eta_k = 5$.

Расчет стен, панелей и их крепления к каркасу на местную сейсмическую нагрузку производится при значении произведения $\beta\eta_k$, соответствующем рассматриваемому уровню сооружений, но не меньшем 2.

Анкерные и другие соединения, связывающие между собой отдельные конструкции и части сооружений, рассчитываются на усилия, возникающие в них от действия расчетной сейсмической нагрузки.

Силы трения при этом не учитываются.

При расчете на прочность бетонных и железобетонных (обычных и предварительно напряженных) конструкций, помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими главами СНиП, ввиду кратковременности действия сейсмической нагрузки учитывается дополнительный коэффициент условий работы

$$m_{кр} = 1{,}2.$$

При расчете на устойчивость сжатых и сжато-изогнутых железобетонных элементов гибкостью более 100, а также при расчете сварных стыков принимается коэффициент $m_{кр} = 1$.

УЧЕТ ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Ниже приводятся данные, необходимые для выполнения расчетов железобетонных конструкций на температурно-влажностные воздействия.

При учете температурно-влажностных воздействий допускается принимать следующие значения физических характеристик тяжелого бетона:

коэффициент линейного расширения при нагреве (охлаждении) в пределах от 0 до 100°

$$\alpha = 1 \cdot 10^{-5} 1/град;$$

коэффициент теплопроводности

$$\lambda = 1{,}7\ ккал/м \cdot ч \cdot град;$$

коэффициент температуропроводности (диффузии тепла)

$$a_т = 3 \cdot 10^{-3}\ м^2/ч;$$

коэффициент теплопередачи с открытой поверхности бетона в воздух (при скорости движения воздуха 5 м/сек и более)

$$\alpha_{п.т} = 20\ ккал/м^2 \cdot ч \cdot град;$$

коэффициент линейной усадки

$$\beta = 3 \cdot 10^{-2} \frac{мм/мм}{г/г};$$

коэффициент линейного набухания

$$\eta = 5 \cdot 10^{-3} \frac{мм/мм}{г/г}$$

Таблица 23.3. Температура и влажность воздуха

Наименование пунктов	Температура воздуха, *град.*						Средняя относительная влажность воздуха		
	Абсолютная минимальная	Максимальная	Средняя в 13 ч		Расчетная для проектирования		самого холодного месяца в 13 ч	самого жаркого месяца	
			самого холодного месяца	самого жаркого месяца	массивных ограждающих конструкций	легких ограждающих конструкций		в 7 ч	в 13 ч
Актюбинск	−48	43	−14,1	27,6	−31	−32	83	67	29
Алдан	−51	34	−26,7	20,5	−39	−46	77	74	58
Алма-Ата	−36	42	−4,7	27,4	−27	−25	71	65	42
Александровск-Сахалинский	−41	31	−14,5	19,3	−26	−30	77	83	74
Анадырь	−47	27	−22,6	12,1	−38	−40	81	84	79
Архангельск	−45	33	−12,3	18,4	−32	−34	87	76	60
Ашхабад	−26	45	4,1	36	−11	−14	73	48	22
Байкал	−43	28	−13,6	16,7	−30	−33	76	86	78
Баку	−13	38	5	27,9	−4	−5	73	68	54
Барнаул	−52	35	−15	24	−39	−40	77	76	51
Батуми	−8	36	8,5	25,9	−1	−2	70	80	73
Благовещенск на Амуре	−45	40	−19,8	26	−34	−37	63	81	58
Братск	−58	35	−21,1	22,5	−43	−47	76	84	55
Вильнюс	−37	34	−4,2	21,5	−23	−26	86	82	60
Верхоянск	−68,0	34	−48,2	19,2	−60	−65	74	69	49
Владивосток	−31	34	−12	22,1	−25	−26	62	91	78
Волгоград	−35	41	−8,2	28,6	−24	−30	84	61	40
Воронеж	−38	40	−8,4	24,1	−25	−30	84	75	50
Ворошиловград	−42	40	−5	27,4	−25	−27	78	71	43
Горно-Алтайск	−49	39	−12,1	23,9	−35	−37	66	85	58
Горький	−41	36	−11,2	21,6	−30	−33	86	79	56
Грозный	−32	42	−1,4	28,8	−16	−19	80	60	52
Диксон (остров)	−52	20	−26	5,7	−43	−46	85	92	84
Днепропетровск	−38	38	−4,4	26,5	−24	−26	82	70	47
Донецк	−33	38	−4,6	26,4	−22	−27	84	66	44
Ереван	−27	40	−3,2	30,2	−18	−21	70	56	33
Запорожье	−32	39	−3,8	27,1	−21	−26	84	69	43
Игарка	−63	31	−28,8	17	−48	−48	—	—	—
Иркутск	−50	35	−17,1	22,0	−38	−38	77	82	66
Казань	−43	38	−12	24	−30	−34	82	76	48
Калинин	−50	37	−8,4	21,7	−25	−31	83	79	58
Калининград	−33	37	−1,8	20,3	−18	−23	84	82	60
Караганда	−45	40	−12,9	25,1	−32	−32	80	60	35
Кемерово	−51	34	−17,1	21,8	−39	−41	82	81	58
Киев	−32	39	−4,6	23,5	−21	−26	83	79	55
Киров	−45	36	−13,6	21,8	−31	−36	87	79	57
Кишинев	−32	38	−2,1*	25,3	−16	−24	78	74	48
Краснодар	−36	40	0,3	28,6	−19	−22	79	78	51
Красноярск	−49	39	−15,8	24,2	−40	−39	72	78	54
Куйбышев	−43	37	−12,5	24,2	−29	−35	—	70	46
Курган	−46	39	−15,9	23,6	−34	−40	81	77	53
Курильск	−26	28	−4,8	18,6	−15	−17	80	91	81
Ленинабад	−26	43	1,7	34	−13	−16	61	53	31
Ленинград	−36	32	−7,0	20,3	−25	−28	82	74	58
Львов	−34	36	−2,2	22,1	−19	−24	82	74	61
Магадан	−48	25	−17,7	13,4	−30	−32	66	88	76
Минск	−39	34	−5,6	21,4	−25	−27	85	82	61
Москва	−42	35	−9,3	21,4	−26	−31	84	82	60
Мурманск	−39	33	−9,9	15,2	−28	−31	86	80	66
Николаев	−30	39	−2,1	27,8	−19	−24	83	70	42
Новгород	−45	34	−7,6	20,8	−27	−29	86	81	60
Новороссийск	−24	37	4	27	−13	−17	74	71	57
Новосибирск	−51	37	−17,2	23	−39	−41	80	76	55
Одесса	−28	36	−1,6	24,9	−17	−22	82	71	58

Продолжение табл. 23.3

Наименование пунктов	Температура воздуха, *град*						Средняя относительная влажность воздуха		
	Абсолютная минимальная	Максимальная	Средняя в 13 ч		Расчетная для проектирования		самого холодного месяца в 13 ч	самого жаркого месяца	
			самого холодного месяца	самого жаркого месяца	массивных ограждающих конструкций	легких ограждающих конструкций		в 7 ч	в 13 ч
Омск	—49	39	—17,6	23,6	—35	—41	79	77	54
Орел	—38	37	—7,8	23,4	—25	—30	84	80	54
Оренбург	—42	39	—13,5	26,9	—29	—37	83	67	41
Пермь	—45	37	—14,2	21,8	—35	—37	83	78	57
Петрозаводск	—40	33	—9	19,2	—29	—31	84	75	60
Петропавловск-Камчатский	—34	31	—6,9	15,8	—23	—24	63	87	73
Рига	—31	34	—3,5	21	—20	—24	84	79	61
Ростов-на-Дону	—33	38	—4,8	27,2	—22	—27	83	69	46
Рязань	—41	38	—10	22,8	—27	—32	85	80	56
Самарканд	—26	40	3,6	33,1	—12	—13	62	48	26
Саратов	—38	40	—10,8	25,7	—28	—33	83	63	42
Свердловск	—43	37	—13,7	21,1	—31	—37	79	79	55
Севастополь	—22	36	4,2	25,9	—11	—17	73	72	62
Сеймчан	—64	33	—37,3	20,0	—52	—54	—	74	52
Семипалатинск	—49	42	—13,7	27	—38	—38	72	63	39
Симферополь	—20	38	2,2	26,5	—15	—20	73	70	47
Смоленск	—40	34	—7,5	21,1	—26	—29	85	82	62
Стерлитамак	—46	38	—13,9	24,6	—36	—37	79	75	50
Сухуми	—12	38	8,6	27,4	—2	—3	63	78	64
Таллин	—31	32	—4,3	19	—21	—26	83	82	68
Тамбов	—39	39	—9,2	24,2	—27	—32	82	76	50
Ташкент	—30	42	2,8	33,3	—15	—16	59	51	27
Тбилиси	—28	33	0	23,4	—17	—20	58	68	40
Томск	—55	36	—17,3	22,5	—40	—42	79	85	60
Тула	—42	37	—8,4	22,8	—26	—31	85	80	57
Тюмень	—45	37	—15,2	22,4	—35	—39	77	75	55
Ужгород	—32	37	—1	24,2	—18	—23	82	83	60
Улан-Удэ	—51	38	—21,4	24,1	—38	—38	72	77	52
Ульяновск	—48	38	—11,8	23,8	—29	—34	—	74	48
Уссурийск	—39	38	—13,6	25,2	—32	—32	62	92	66
Усть-Каменогорск	—51	40	—13,1	26,4	—36	—38	70	73	47
Фергана	—27	42	1,6	33,1	—15	—17	65	55	34
Фрунзе	—38	40	—1,4	29,8	—21	—21	60	47	29
Хабаровск	—43	35	—19,8	24,1	—32	—35	70	81	65
Харьков	—35	37	—5,9	25,1	—23	—28	82	77	49
Херсон	—31	40	—1	29	—18	—23	80	72	46
Целиноград	—49	42	—15,4	25,2	—35	—35	80	68	41
Челябинск	—45	39	—13,3	22,8	—29	—37	78	75	54
Чернигов	—34	38	—5,3	23,2	—22	—27	84	78	56
Черновцы	—32	35	—3,1	23,3	—20	—25	83	81	59
Чимкент	—37	43	—5,8	31	—17	—26	65	45	25
Чита	—50	38	—22,5	23,8	—38	—40	74	81	51
Элиста	—34	43	—5,6	28,6	—22	—27	—	66	41
Якутск	—64	38	—41,6	23,1	—55	—59	76	69	46

Коэффициентами линейной усадки β и линейного набухания η называются относительные деформации бетона (*мм/мм*), вызываемые изменением его весовой относительной влажности (*г/г*) на единицу соответственно при равномерном высыхании и увлажнении жидкой влагой (водой).

При расчете железобетонных элементов на изменения их влажности расчетные значения коэффициентов линейной усадки и линейного набухания принимаются сниженными и равными величинам β и η для бетона (указанным выше), умноженным на коэффициент m, равный

$$m = \frac{1}{1 + n\mu},$$

где $\mu = \frac{F_a + F'_a + F_н + F'_н}{F}$.

Коэффициент диффузии влаги

$$a_в = 5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2\text{ч}.$$

Коэффициентом диффузии влаги в бетоне $a_в$ называется количество влаги (*кг*), протекающее через единицу площади (*м*²) поверхности равной влажности в единицу времени (*ч*) при единичном градиенте концентрации влажности $\left(\frac{кг/м^3}{м}\right)$.

Коэффициент влагопередачи с открытой поверхности бетона

$$\alpha_{нв} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ м/ч}.$$

Коэффициентом влагопередачи $\alpha_{нв}$ с открытой поверхности бетона в окружающую среду называется количество влаги (*кг*), отдаваемое бетоном с единицы поверхности (*м*²) в единицу времени (*ч*) при единичном перепаде концентрации влажностей бетона — поверхностной и равновесной с окружающей средой (*кг/м*³).

Коэффициенты теплопередачи $\alpha_{нт}$ и влагопередачи с поверхностей бетона, укрытых тепло- или гидроизоляцией, частным случаем которой является опалубка, допускается определять по формулам:

$$\overset{*}{\alpha}_{нт} = \frac{\lambda_т \alpha_{нт}}{\lambda_т + \delta_т \alpha_{нт}}; \qquad (23.6)$$

$$\overset{*}{\alpha}_{нв} = \frac{a_в \alpha_{нв}}{a_в + \delta_в \alpha_{нв}}, \qquad (23.7)$$

где $\lambda_т$, $a_в$ — соответственно коэффициенты теплопроводности и диффузии влаги материала изоляции, принимаемые по справочным данным;

$\delta_т$, $\delta_в$ — толщина слоя тепло- или влагоизоляции;

$\alpha_{нт}$, $\alpha_{нв}$ — соответственно коэффициенты тепло- и влагопередачи с открытой поверхности бетона.

Средние температуры и средние относительные влажности воздуха самого холодного и самого жаркого месяцев года принимаются по табл. 23.3, составленной по данным таблиц 1 и 3 СНиП II-А. 6—69.

ЛИТЕРАТУРА

Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия. М., Стройиздат, 1966.

Корчинский И. Л., и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М., Госстройиздат, 1961.

ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.

ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР. Указания по расчету на ветровую нагрузку технологического оборудования колонного типа и открытых этажерок. М., Изд-во литературы по строительству, 1965.

ОГЛАВЛЕНИЕ

РАЗДЕЛ II. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

РАЗДЕЛ III. ДАННЫЕ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ

Иосиф Иоахимович Улицкий, Соломон Абрамович Ривкин, Михаил Владимирович Самолетов, Александр Александрович Дыховичный, Мария Матвеевна Френкель, Владимир Иванович Кретов

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ (РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ)

Издание третье переработанное и дополненное

Редакторы: *В. А. Кочан, Э. А. Полинорацкая, А. И. Соловьева, Т. Ю. Терехова*
Переплет художника *В. Л. Горенко*
Художественный редактор *Н. С. Величко*
Технические редакторы *И. Ф. Двойнина, З. П. Золотарева*
Корректор *Э. С. Тополевская*

БФ 07399. Сдано в набор 20. VIII 1971 г. Подписано к печати 16. VIII 1972 г. Бумага типографская № 3. $70\times108^1/_{16}$=31 бумажных, 62 физ.+3 вклейки, 86,2 усл. печатных+3 вклейки, 88,08 уч.-изд. л. Тираж 50 000 (2-й завод 36 001 — 50 000). + доп. тираж 16 000 (Общий тираж 66 000). Цена 4 руб. 75 коп. Зак. 330.

Издательство «Будівельник», Киев, Владимирская, 24.

Отпечатано с матриц Головного предприятия республиканского производственного объединения «Полиграфкнига» на Киевской книжной фабрике республиканского производственного объединения «Полиграфкнига» Госкомиздата УССР, ул. Воровского, 24.